



**Universidad Autónoma Metropolitana**  
Unidad Azcapotzalco

---

---

División de Ciencias Básicas e Ingeniería

Posgrado en Ingeniería Estructural

**Respuesta inelástica de edificios regulares  
estructurados con marcos dúctiles de acero  
con contraventeo excéntrico**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

**Jesús Salvador García Carrera**

Asesor de tesis: **Dr. Edgar Tapia Hernández**

MÉXICO, D.F., Septiembre de 2015

*“Ángel de Dios, mi fiel amigo,  
de noche y de día andes conmigo,  
dígnate siempre iluminarme,  
ser mi defensa y al cielo guiarme”*

**En memoria de mi abuelo,  
Sr. Feliciano Carrera Victorino**

*“¡Vida, nada me debes!,  
¡Vida, estamos en paz!”*

**En memoria de mi tío,  
Prof. Jaime Aurelio Ávila Agatón**

# DEDICATORIA

*A Dios, “No hay árbol bueno que pueda dar fruto malo,  
ni árbol malo que pueda dar fruto bueno.  
Cada árbol se conoce por su fruto”*

Lucas 6:43

A mis hijos, *Ximena Sarai* y *Jesús Salvador*, por ser mis dos grandes amores, que día a día me dan la oportunidad de ser una mejor persona y dar todo por ustedes.

A mi esposa, *Sarai*, por tu apoyo incondicional y paciencia, por estar conmigo en cada momento y brindarme tu amor.

A mis padres, *Jesús Salvador* y *Rafaela*, por apoyarme y estar en cada momento importante de mi vida.

A mi hermano, *Edgar*, por tu compañía y apoyo, siempre podrás contar conmigo.

A mis amigos del posgrado, *Daniel*, *Miguel Ángel*, *Galet Vinat* y *José Juan*, por compartir grandes momentos, el mejor de los éxitos.

# AGRADECIMIENTOS

A los miembros del jurado, *Dr. Edgar Tapia H*, *Dr. Amador Terán G* y *Dr. Ulises Mena H*, por su tiempo y dedicación, observaciones y comentarios en la revisión de esta investigación.

Al *Dr. Edgar Tapia Hernández*, asesor de tesis, por su entusiasmo, consejos y todo el apoyo brindado durante esta etapa de mi vida profesional.

Al *Dr. Ulises Mena Hernández*, por invitarme a la investigación profesional y desarrollo en trabajos de gran importancia para la ingeniería del sector eléctrico del país.

A los profesores del posgrado de Ingeniería Estructural, *Dr. Gelacio Juárez L*, *Dr. Emilio Sordo Z*, *Dr. Manuel E Ruiz S*, *Dra. María de la Consolación Gómez S*, *Dr. Edgar Tapia H*, *Dr. Tiziano Perea O*, *Dr. Arturo Tena C*, *Dr. Oscar González C* y al *Dr. Hans Archundia A*; por sus enseñanzas

Al *Dr. Manuel E Ruiz Sandoval*, por sus palabras de aliento y apoyo cuando creí no poder concluir este proyecto profesional.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, por el apoyo económico otorgado para mis estudios de posgrado y desarrollo de esta investigación.

Al *Instituto de Investigaciones Eléctricas*, por la beca otorgada para realizar mis estudios de posgrado y desarrollo de mi trabajo de tesis.

# ÍNDICE GENERAL

## INTRODUCCIÓN

I.1	Introducción	xxv
I.1.1	Problemática en el diseño sísmico de marcos de acero con contraviento excéntrico	xxvi

## OBJETIVOS

I.2	Objetivo general	xxxii
I.2.1	Objetivos específicos	xxxii

## METODOLOGÍA

I.3	Metodología	xxxv
-----	-------------	------

## ESTUDIOS RECIENTES

1	Estudios recientes	3
1.1	Comportamiento estructural de edificios en sismos recientes	3
1.1.1	Sismo de Michoacán, México. 19 de Septiembre de 1985 – 07:17:47 hora local, magnitud $M_s= 8.1$	5
1.1.2	Sismo de Northridge, Estados Unidos. 17 de Enero de 1994 – 04:3055 hora local, magnitud $M_s= 6.8$	6
1.1.3	Sismo de Kobe, Japón. 17 de enero de 1995 – 05:46:46 hora local, magnitud $M_s= 7.3$	7
1.1.4	Sismo de Nisqually, Estados Unidos. 28 de Febrero de 2001 – 10:54:46 hora local, magnitud $M_s= 6.8$	7
1.1.5	Serie de sismos en Christchurch, Nueva Zelanda – 2010 y 2011	8
1.2	Tipos de estructuras de acero	11
1.2.1	Marcos rígidos	11
1.2.2	Marcos con contraviento concéntrico	12
1.2.3	Marcos con contraviento excéntrico	12
1.3	Comportamiento de marcos con contraviento excéntrico	13
1.3.1	Rigidez lateral	14
1.3.2	Deformación de la viga enlace	15
1.3.3	Comportamiento estructural de la viga enlace	15
1.4	Estudios recientes en marcos con contraviento	17
1.4.1	Marcos contravientados concéntricamente	18
1.4.1.1	Tapia y Tena (2013)	18
1.4.1.2	Tapia y Tena (2013a)	19
1.4.1.3	Tapia y Tena (2011)	21
1.4.1.4	Lacerte y Tremblay (2006)	22
1.4.2	Marcos contravientados excéntricamente	23
1.4.2.1	Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	23
1.4.2.2	Gascón (2011)	25
1.4.2.3	Hamid (2011)	27
1.4.2.4	Koboevic y Olivia (2010)	29
1.4.2.5	Okazaki <i>et al.</i> (2009)	30
1.4.2.6	Dubina <i>et al.</i> (2008)	30
1.4.2.7	Mansour <i>et al.</i> (2008)	32

1.4.2.8	Koboevic <i>et al.</i> (2008)	34
1.4.2.9	Popov <i>et al.</i> (1986)	35
1.5	Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia	35
1.5.1	Tapia y Tena (2010)	36
1.6	Conclusiones	38

## **ESTUDIO DE REGLAMENTOS ESPECIALIZADOS**

2	Estudio de reglamentos especializados	43
2.1	Antecedentes	43
2.2	Reglamentos comparados	43
2.3	Criterios para el cálculo de las fuerzas sísmicas	43
2.3.1	Determinación de las fuerzas sísmicas laterales	44
2.3.2	Factor de importancia	44
2.3.3	Coefficiente sísmico	45
2.3.4	Distribución de fuerzas sísmicas	46
2.3.5	Periodo fundamental de vibración analítico	46
2.4	Factores de reducción de fuerzas sísmicas para fines de diseño	49
2.4.1	Factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad	49
2.4.2	Factor de sobrerresistencia	50
2.4.3	Factor de redundancia	51
2.5	Diseño conceptual de la viga enlace	52
2.5.1	Comportamiento esperado de la viga enlace	53
2.5.2	Sobrerresistencia de la viga enlace	55
2.5.2.1	Sobrerresistencia por endurecimiento por deformación	56
2.5.2.2	Sobrerresistencia del material	57
2.6	Estudio del esfuerzo de fluencia y último esperado en el acero estructural	58
2.6.1	Acero ASTM A36 (NMX B-254)	58
2.6.2	Acero ASTM A500 Grado B (NMX B-199 Grado B)	60
2.6.3	Acero ASTM A529 Grado 50 (NMX B-099 Grado 50)	61
2.6.4	Acero ASTM A572 Grado 50 (NMX B-284 Grado 50)	62
2.6.5	Propuesta para el mercado mexicano	64
2.6.5.1	Nivel de confianza del 100% (sin error muestral)	64
2.6.5.2	Criterio de Chauvenet	65
2.6.5.3	Nivel de confianza del 98%	66
2.6.6	Influencia del país de origen	67
2.7	Esfuerzos de fluencia y último esperado en otros estudios	68
2.8	Comentarios finales	70

## **TENDENCIA CONSTRUCTIVA E INVESTIGACIÓN ANALÍTICA**

3	Tendencia constructiva e investigación analítica	75
3.1	Antecedentes	75
3.2	Estado actual de edificios construidos con marcos contraventeados	75
3.2.1	Base de mantenimiento de Aeroméxico	78
3.2.2	Edificio BMW San Jerónimo	79
3.2.3	Centro de Cuernavaca	79
3.2.4	Colegio Internacional México Pedregal	80
3.2.5	Edificio Tlalpan 560	80

3.2.6	Plaza Cuernavaca	80
3.2.7	Edificios Departamentos Be Grand Pedregal	81
3.2.8	Edificio Juárez esquina con Humboldt	82
3.2.9	Mitsubishi Universidad	82
3.2.10	Universidad Insurgentes Plantel Tlalpan	83
3.2.11	Walmart Paraíso	84
3.2.12	Tosusi S.A de C.V.	84
3.2.13	Grupo Mexicano de Seguros	84
3.2.14	Estacionamiento terminal 1 – Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México	85
3.2.15	Escuela Secundaria LAO-TSE	86
3.2.16	Edificio Topilejo	87
3.2.17	Escuela Marista	87
3.2.18	Bridgestone Cuernavaca	87
3.3	Tendencia de estudios analíticos para marcos con contravientos excéntricos	88
3.4	Comentarios finales de la tendencia constructiva y estudios analíticos	90

### **MODELADO PARAMÉTRICO CON *OPENSEES***

4	Modelado paramétrico con <i>OpenSees</i>	93
4.1	Antecedentes	93
4.2	Programa OpenSees	94
4.3	Condiciones del modelado analítico	95
4.4	Definición de los elementos estructurales	95
4.4.1	Definición de las zonas rígidas	96
4.4.2	Definición de los elementos estructurales trabes y columnas	96
4.4.3	Definición de los contravientos	98
4.4.3.1	Condiciones de apoyo en los extremos	98
4.4.3.2	Efectos de segundo orden	99
4.4.3.3	Efecto de las imperfecciones iniciales	100
4.4.3.4	Efecto de las imperfecciones de la estructura	101
4.4.3.5	Discretización de la sección transversal	101
4.4.4	Discusión del modelado de la viga enlace o eslabón	102
4.4.4.1	Richards y Uang (2003)	103
4.4.4.2	Rozon <i>et al.</i> (2008)	104
4.4.4.3	Prinz (2010)	104
4.4.5	Modelo paramétrico de la viga enlace	106
4.5	Estudio del modelo paramétrico	107
4.5.1	Análisis dinámico no lineal	107
4.5.2	Acelerograma de estudio	107
4.5.3	Comportamiento de los elementos estructurales	107
4.5.3.1	Comportamiento del sistema	108
4.5.3.2	Comportamiento de la viga enlace	108
4.5.3.3	Comportamiento del resto de los elementos estructurales	113
4.6	Comentarios finales	115

## PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR CAPACIDAD CONFORME A LA REGLAMENTACIÓN VIGENTE

5	Procedimiento de diseño por capacidad conforme a la reglamentación vigente	119
5.1	Consideraciones previas	119
5.2	Metodología de diseño	120
5.3	Descripción del modelo	120
5.3.1	Determinación de la carga muerta y carga viga	122
5.3.2	Combinaciones de diseño	123
5.3.3	Espectro de diseño sísmico	124
5.3.4	Fuerzas sísmicas laterales	124
5.3.5	Periodo fundamental analítico $T_e$	125
5.3.6	Revisión preliminar de la viga enlace	125
5.3.7	Distorsiones máximas de entrepiso	126
5.4	Diseño por capacidad del marco con contravientos excéntricos	126
5.4.1	Diseño de la viga enlace o eslabón	127
5.4.1.1	Análisis elástico de segundo orden	128
5.4.1.2	Limitación de la relación ancho – espesor	129
5.4.1.3	Clasificación de la viga enlace	129
5.4.1.4	Resistencia permisible a cortante	130
5.4.1.5	Ángulo de rotación plástico	131
5.4.1.6	Resistencia a compresión	132
5.4.1.7	Resistencia a flexión	133
5.4.1.8	Resistencia a flexocompresión	134
5.4.1.9	Requerimiento de arriostamiento lateral	135
5.4.1.10	Requerimientos para los atiesadores extremos e intermedios	136
5.4.2	Diseño de la viga fuera de la viga enlace	137
5.4.2.1	Análisis elástico de segundo orden	138
5.4.2.2	Limitación de la relación ancho – espesor	139
5.4.2.3	Resistencia requerida de la viga fuera de la viga enlace	139
5.4.2.4	Resistencia a compresión	141
5.4.2.5	Resistencia a flexión	142
5.4.2.6	Resistencia a cortante	143
5.4.2.7	Resistencia a flexocompresión	143
5.4.3	Diseño del contraviento	144
5.4.3.1	Análisis elástico de segundo orden	144
5.4.3.2	Limitación de la relación ancho – espesor	145
5.4.3.3	Resistencia requerida del contraviento	146
5.4.3.4	Resistencia a compresión	146
5.4.3.5	Resistencia a flexocompresión	147
5.4.4	Diseño de la columna	147
5.4.4.1	Análisis elástico de segundo orden	148
5.4.4.2	Limitación de la relación ancho – espesor	149
5.4.4.3	Resistencia requerida de la columna	149
5.4.4.4	Resistencia a compresión	150
5.4.4.5	Resistencia a cortante	151
5.4.4.6	Resistencia a flexocompresión	151
5.5	Comentarios finales	152

<b>ANÁLISIS Y DISEÑOS ELÁSTICOS DE LOS MODELOS DE ESTUDIO</b>		
6	Análisis y diseños elásticos de los modelos de estudio	157
6.1	Antecedentes	157
6.2	Descripción de los modelos	157
6.2.1	Definición de las cargas	157
6.2.2	Combinaciones de cargas	158
6.2.3	Distribución de los contravientos en planta	160
6.2.4	Análisis sísmico	161
6.2.4.1	Condiciones de regularidad de la estructura	161
6.2.4.2	Factores de reducción por ductilidad $Q'$ y sobrerresistencia $R$	162
6.2.4.3	Espectros de diseños	162
6.3	Diseño por capacidad de marcos con contravientos excéntricos	162
6.3.1	Configuración geométrica de los modelos de estudio	163
6.3.2	Prediseño de las vigas enlace	164
6.3.3	Prediseño del resto de los elementos estructurales	166
6.3.3.1	Vigas fuera del enlace	166
6.3.3.2	Contravientos	167
6.3.3.3	Columnas	168
6.3.4	Prediseño de los elementos de los marcos momento – resistente	169
6.3.4.1	Vigas	170
6.3.4.2	Columnas	170
6.3.4.3	Relación entre los momentos en vigas y columnas	170
6.4	Diseño elástico	171
6.4.1	Estimación del periodo analítico de la estructura	171
6.4.2	Distorsiones máximas de entrepiso	172
6.4.3	Secciones finales	175
6.4.4	Ángulo de rotación plástico	177
6.4.5	Revisión de las consideraciones generales para marcos dúctiles	178
6.4.5.1	Límite de la relación ancho – espesor	178
6.4.5.2	Cálculo del factor de longitud efectiva	179
6.4.5.3	Relaciones de esbeltez	180
6.4.5.4	Capacidad por flexión en los nodos (columnas y vigas)	180
6.4.6	Revisión de las relaciones de esfuerzos	181
<b>ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS INELÁSTICOS</b>		
7	Análisis estáticos y dinámicos inelásticos	187
7.1	Antecedentes	187
7.2	Características de los modelos para los análisis inelásticos	187
7.2.1	Esfuerzos de fluencia reales del acero estructural	189
7.2.2	Ángulo de rotación inelástico de daño en la viga enlace	189
7.3	Análisis estáticos inelásticos	192
7.3.1	Metodología de los análisis estáticos inelásticos	192
7.3.1.1	Curvas cortante – distorsión	192
7.3.1.2	Perfil de distorsiones	195
7.3.1.3	Perfil de los ángulos de rotación	196
7.4	Selección de registros para los análisis dinámicos inelásticos	197

7.4.1	Selección de los registros acelerométricos reales	198
7.5	Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos de estudio	201
7.5.1	Comportamiento global del modelo de 6 niveles	201
7.5.2	Comportamiento global del modelo de 9 niveles	203
7.5.3	Comportamiento por entrepiso del modelo de 6 niveles	205
7.5.4	Comportamiento por entrepiso del modelo de 9 niveles	207
7.5.5	Estudio del comportamiento de las vigas enlace en los modelos de estudio	209
7.5.6	Estudio del comportamiento de las columnas adyacentes a las vigas enlace en ambos modelos	214
7.5.7	Comportamiento del resto de los elementos estructurales	217
7.6	Evaluación de los factores de reducción	220
7.6.1	Ductilidades ( $\mu$ )	221
7.6.2	Sobrerresistencia ( $\Omega$ )	222
7.7	Comentarios finales de los análisis inelásticos	223
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES</b>		
8.1	Conclusiones	227
8.2	Recomendaciones	231
8.3	Recomendaciones reglamentarias	233
8.3.1	Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones que incluye sismo	233
8.3.2	Relación entre los momentos y columnas	234
8.3.3	Requisitos para el diseño de marcos dúctiles con contravientos excéntricos	234
8.3.3.1	Longitud de la viga enlace o eslabón de cortante	234
8.3.3.2	Ángulo de inclinación de los contravientos	235
8.3.3.3	Ángulo de rotación del eslabón de cortante	235
8.3.3.4	Carga de diseño última para columnas	235
8.3.3.5	Diagrama de análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles con contravientos excéntricos	236
8.4	Investigaciones futuras	236
<b>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA</b>		
9	Referencias y bibliografía	241

# ÍNDICE DE FIGURAS

## INTRODUCCIÓN

Figura i.1	Tipología de marcos en estructuras de acero	xxvi
Figura i.2	Curva de capacidad idealizada	xxvii
Figura i.3	Elevación típica de crujía con contraviento excéntrico y viga enlace central	xxxii
Figura i.4	Diagrama de flujo de la metodología propuesta en esta investigación	xxxvii

## ESTUDIOS RECIENTES

Figura 1.1	Sismicidad mundial en el periodo de 1980 – 2014	4
Figura 1.2	Sismicidad ocurrida en el territorio nacional en el periodo de 1806 - 2012	4
Figura 1.3	Daños observados en estructuras de acero después del sismo de Michoacán en la Ciudad de México en 1985	6
Figura 1.4	Daños observados en estructuras de acero después del sismo de Northridge en 1994	6
Figura 1.5	Daños observados en estructuras de acero después del sismo de Kobe en 1995	7
Figura 1.6	Daños observados en marcos con contravientos excéntricos después del sismo de Nisqually en 2001	8
Figura 1.7	Daños observados en marcos con contravientos excéntricos después del sismo del 22 de febrero de 2011 en Christchurch	9
Figura 1.8	Daños observados en marcos con contravientos excéntricos después del sismo del 4 de septiembre de 2010 en Christchurch	10
Figura 1.9	Daños observados en marcos con contravientos concéntricos después del sismo del 22 de febrero de 2011 en Christchurch (adaptada de Clifton <i>et al.</i> , 2011)	10
Figura 1.10	Ejemplos de marcos rígidos	11
Figura 1.11	Ejemplo de marco contraventeado concéntricamente	12
Figura 1.12	Ejemplos de marcos contraventeados excéntricamente	13
Figura 1.13	Configuraciones para marcos con contraviento excéntrico (Popov <i>et al.</i> , 1995)	14
Figura 1.14	Variación de la rigidez lateral relativa en función de $e$ y del tipo de enlace (adaptada de Hjeltnstad y Popov, 1984; $I_b/I_c = 0.25$ )	14
Figura 1.15	Mecanismo de deformación y variación del ángulo de rotación plástico	15
Figura 1.16	Diagramas de momentos y cortantes en la viga enlace	16
Figura 1.17	Clasificación de las vigas enlace en función de su longitud	17
Figura 1.18	Diagrama propuesto de análisis y diseño de marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos (adaptada de Tapia y Tena, 2013)	19
Figura 1.19	Relaciones de trabajo de los elementos (adaptada de Tapia y Tena, 2013)	19
Figura 1.20	Propuesta de la contribución mínima al cortante lateral resistente de las columnas (adaptada de Tapia y Tena, 2011)	21
Figura 1.21	Estudio de comparación de las ductilidades de los modelos con los reglamentos NTCS-04 y MOC-08 (adaptada de Tapia y Tena, 2011)	22
Figura 1.22	Propuesta del factor de sobrerresistencia comparado con el criterio de las NTCS-04 y MOC-08 (adaptada de Tapia y Tena, 2011)	22
Figura 1.23	Vista lateral y planta del edificio estudiado en Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	23
Figura 1.24	Influencia de las características principales de los marcos en el factor de sobrerresistencia en Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	24

Figura 1.25	Ubicación de estaciones acelerográficas ubicadas en la Ciudad de México en el estudio de Gascón (2011)	26
Figura 1.26	Modelo y detalle de las conexiones (adaptada de Hamid, 2011)	28
Figura 1.27	Relación entre la ductilidad y sobrerresistencia desarrolladas en función del espesor de los atiesadores (adaptada de Hamid, 2011)	28
Figura 1.28	Relación entre la sobrerresistencia y el espesor del alma así como el espesor del patín (adaptada de Hamid, 2011)	29
Figura 1.29	Daños observados en las pruebas de vigas enlace de diferentes longitudes en Dubina <i>et al.</i> (2008)	31
Figura 1.30	Concepto de viga enlace reemplazable o desmontable en Mansour <i>et al.</i> (2008)	32
Figura 1.31	Ensaye de una viga enlace reemplazable con doble canal de un marco con contravientos excéntricos en el estudio de Mansour <i>et al.</i> (2008)	34
Figura 1.32	Ensaye de una viga enlace reemplazable de sección W y placas conexión en los extremos de un marco con contravientos excéntricos en el estudio de Mansour <i>et al.</i> (2008)	34
Figura 1.33	Definición del factor de sobrerresistencia (adaptada de Tapia y Tena, 2013a)	36
Figura 1.34	Comparación del factor de reducción por ductilidad de fuerzas sísmicas entre distintos reglamentos internacionales (adaptada de Tapia y Tena, 2010)	37
Figura 1.35	Comparación del factor de sobrerresistencia para marcos dúctiles entre reglamentos internacionales (adaptada de Tapia y Tena, 2010)	38

### **ESTUDIO DE REGLAMENTOS ESPECIALIZADOS**

Figura 2.1	Patrón de fuerzas sísmicas distribuidas para una estructura de acero con marcos contraventeados excéntricamente	47
Figura 2.2	Estimación del periodo fundamental analítico de vibración para estructuras de acero con marcos con contravientos excéntricos	49
Figura 2.3	Comparativa del factor de comportamiento sísmico para marcos con contraviento excéntrico	50
Figura 2.4	Comparativa del factor de reducción por sobrerresistencia para marcos dúctiles con contraventeo excéntrico	51
Figura 2.5	Ángulo de rotación plástico admisible en función de la longitud de la viga enlace (según AISC 341-10)	54
Figura 2.6	Factor de sobrerresistencia de pruebas a vigas enlace (adaptada de Ji <i>et al.</i> , 2004)	56
Figura 2.7	Curva idealizada esfuerzo – deformación del acero estructural	57
Figura 2.8	Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para placas de acero ASTM A36	59
Figura 2.9	Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles laminados de acero ASTM A36	60
Figura 2.10	Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles OR de acero ASTM A500 Grado B	61
Figura 2.11	Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles laminados de acero ASTM A529 Grado 50	62
Figura 2.12	Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para placas de acero ASTM 572 Grado 50	63
Figura 2.13	Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles laminados de acero ASTM A572 Grado 50	63
Figura 2.14	Relación de resistencias $f_y/f_u$	68
Figura 2.15	Factor de sobrerresistencia debido al material para perfiles de acero ASTM A36	69
Figura 2.16	Factor de sobrerresistencia debido al material para perfiles de acero ASTM A572 Grado 50/A992	70

**TENDENCIA CONSTRUCTIVA E INVESTIGACIÓN ANALÍTICA**

Figura 3.1	Ubicación geográfica de marcos contraventeados en la ciudad de México	77
Figura 3.2	Uso de los perfiles de acero en los elementos estructurales de marcos de acero contraventeados	78
Figura 3.3	Vista lateral de los marcos de acero contraventeados concéntricamente del edificio de mantenimiento de Aeroméxico	78
Figura 3.4	Vista lateral de los marcos de acero contraventeados concéntricamente del edificio BMW San Jerónimo	79
Figura 3.5	Vista lateral y detalle de conexión del edificio Centro de Cuernavaca	79
Figura 3.6	Vistas en isométrico del edificio Colegio Internacional México Pedregal	80
Figura 3.7	Vistas en isométrico del edificio Tlalpan 560	81
Figura 3.8	Vistas laterales del edificio de Plaza Cuernavaca	81
Figura 3.9	Vistas laterales del edificio de departamentos Be Grand Pedregal	82
Figura 3.10	Vistas laterales del edificio ubicado en la Avenida Juárez esquina con Humboldt	82
Figura 3.11	Vistas laterales de los marcos con contravientos excéntricos del edificio Mitsubishi Universidad (cortesía García, 2014)	83
Figura 3.12	Vistas de los marcos con contravientos excéntricos de la Universidad Insurgentes Plantel Tlalpan	83
Figura 3.13	Vistas de los marcos contraventeados en la estructura de Walmart Paraíso	84
Figura 3.14	Vistas de los marcos contraventeados excéntricos del edificio de estacionamiento de grupo Tosusi (cortesía García, 2014)	85
Figura 3.15	Vistas en elevación de los marcos con contraviento concéntrico y excéntrico del proyecto Grupo Mexicano de Seguros (cortesía García, 2014)	85
Figura 3.16	Edificio del estacionamiento de la terminal 1 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México	86
Figura 3.17	Edificio de la escuela secundaria LAO-TSE con marcos contraventeados excéntricamente (cortesía Tapia, 2014)	86
Figura 3.18	Edificio Topilejo	87
Figura 3.19	Edificios de la escuela Marista (adaptada de <a href="http://www.coesa.com.mx">www.coesa.com.mx</a> )	88
Figura 3.20	Edificio del estacionamiento de la Bridgestone Cuernavaca	88
Figura 3.21	Uso de los perfiles de acero en los elementos estructurales de marcos de acero con contravientos excéntricos en estudios analíticos recientes	89

**MODELADO PARAMÉTRICO CON *OPENSEES***

Figura 4.1	Principales objetos en OpenSees (adaptada de Mazzoni <i>et al.</i> , 2006)	94
Figura 4.2	Vista en elevación y condiciones de modelado del marco con contraventeo excéntrico	95
Figura 4.3	Ubicación de las zonas rígidas en el marco con contravientos excéntricos	96
Figura 4.4	Discretización de fibras en los patines y almas de perfiles IR (W)	96
Figura 4.5	Influencia del número de fibras en las columnas con perfil IR (W)	97
Figura 4.6	Modelo y discretización de fibras de la sección transversal del contraviento (Chen y Tirca, 2013)	98
Figura 4.7	Efecto de las condiciones de apoyo en un contraviento de sección tubular (adaptada de Terzic, 2013)	98
Figura 4.8	Influencia del número de subdivisiones en el contraviento	100
Figura 4.9	Efecto de las imperfecciones en un contraviento de sección tubular (adaptada de Terzic, 2013)	101
Figura 4.10	Discretización de las placas de un perfil OR (HSS)	101

Figura 4.11	Influencia del número de fibras por placa en un perfil OR (HSS)	102
Figura 4.12	Comparativa entre el ángulo de rotación plástico de un estudio experimental y un analítico (adaptada de Richards y Uang, 2003)	103
Figura 4.13	Modelo de Ramandan y Ghobarah (Richards y Uang, 2003)	103
Figura 4.14	Modelo en <i>OpenSees</i> de un marco contraventeado excéntricamente de tres niveles (adaptada de Rozon <i>et al.</i> , 2008)	104
Figura 4.15	Modelo de viga enlace para un marco contraventeado excéntricamente (Prinz, 2010)	105
Figura 4.16	Comparativa entre una prueba experimental y un modelo en <i>OpenSees</i> (adaptada de Prinz, 2010)	105
Figura 4.17	Comparación de los diagramas histeréticos de investigaciones recientes	106
Figura 4.18	Comportamiento fuerza-deformación de los resortes traslacionales	106
Figura 4.19	Acelerograma considerado en este estudio	107
Figura 4.20	Diagrama de histéresis del modelo paramétrico de estudio	108
Figura 4.21	Diagramas de histéresis paso a paso del sistema estructural	109
Figura 4.22	Clasificación del tipo de viga enlace	110
Figura 4.23	Curva de histéresis de la viga enlace del modelo de estudio	110
Figura 4.24	Histograma del ángulo de rotación plástico de la viga de enlace del modelo paramétrico	110
Figura 4.25	Diagramas de histéresis paso a paso de la viga enlace	111
Figura 4.26	Pruebas experimentales de marcos contraventeados excéntricamente	112
Figura 4.27	Curvas de histéresis de los contravientos	114
Figura 4.28	Curvas de histéresis en las vigas fuera del enlace	114
Figura 4.29	Curvas de histéresis de las columnas	114

### **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR CAPACIDAD CONFORME A LA REGLAMENTACIÓN VIGENTE**

Figura 5.1	Comparativa para el criterio de diseño de elementos a compresión (adaptada de Tapia y Tena, 2010)	119
Figura 5.2	Diagrama propuesto de análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles con contravientos excéntricos	121
Figura 5.3	Elevación del marco de acero contraventeado excéntricamente	122
Figura 5.4	Espectros de diseño para $T_s = 2.0$ seg y $Q' = 2.804$ de acuerdo con el Apéndice A	124
Figura 5.5	Diagrama de cuerpo libre del cortante sísmico y del cortante en la viga enlace (adaptada de Bruneau <i>et al.</i> , 2011)	125
Figura 5.6	Revisión de distorsiones según el Apéndice A (NTCS-04)	126
Figura 5.7	Carga típica en la viga enlace por fuerzas laterales	130
Figura 5.8	Ángulo de rotación permisible versus longitud de la viga enlace	131
Figura 5.9	Ángulo de rotaciones plástico de las viga enlace	132
Figura 5.10	Detalle de conexión de los atiesadores en la viga enlace ( $X < e$ )	136
Figura 5.11	Diagrama de la fuerza axial en la viga fuera del eslabón	140
Figura 5.12	Distribución de las resistencias nominales de las vigas enlace	150

### **ANÁLISIS Y DISEÑOS ELÁSTICOS DE LOS MODELOS DE ESTUDIO**

Figura 6.1	Vista en planta y en elevaciones de los edificios propuestos	158
Figura 6.2	Vista en planta tipo con diferentes distribuciones de contravientos	161
Figura 6.3	Espectros de diseño elástico e inelástico conforme al Apéndice A de las NTCS-04	163
Figura 6.4	Modelo de 6 niveles: a) Planta tipo, b) Marcos perimetrales, c) Marcos intermedios y d) Marcos centrales	163

Figura 6.5	Modelo de 9 niveles: a) Planta tipo, b) Marcos perimetrales, c) Marcos intermedios y d) Marcos centrales	164
Figura 6.6	Isométricos de los modelos de estudio	164
Figura 6.7	Estructuración de los marcos - a) planta tipo, b) elevación tipo	169
Figura 6.8	Configuración de las formas modales del modelo de 6 niveles	171
Figura 6.9	Configuración de las formas modales del modelo de 9 niveles	172
Figura 6.10	Revisión de distorsiones contra colapso del edificio de 6 niveles	173
Figura 6.11	Revisión de distorsiones contra colapso del edificio de 9 niveles	173
Figura 6.12	Revisión de distorsiones para limitación de daños del modelo de 6 niveles	174
Figura 6.13	Revisión de distorsiones para limitación de daños del modelo de 9 niveles	175
Figura 6.14	Relación área – peso de un perfil de sección tipo cajón	176
Figura 6.15	Revisión de los ángulos máximos de rotación plástico, edificio 6 niveles	178
Figura 6.16	Revisión de los ángulos máximos de rotación plástico, edificio 9 niveles	178
Figura 6.17	Relaciones de esfuerzos en los elementos estructurales del modelo de 6 niveles	182
Figura 6.18	Relaciones de esfuerzos en los elementos estructurales del modelo de 9 niveles	183

### ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS INELÁSTICOS

Figura 7.1	Configuración de los modelos discretizados para <i>OpenSees</i>	188
Figura 7.2	Imperfección en los modelos por efecto del desplome vertical	189
Figura 7.3	Modelo en <i>OpenSees</i> de los marcos de 6 y 9 niveles	190
Figura 7.4	Ángulo de rotación inelástico de daño reportado en pruebas experimentales	190
Figura 7.5	Ángulo de rotación inelástico de vigas enlace de pruebas experimentales similares a los modelos de este estudio	191
Figura 7.6	Histogramas de los ángulos de rotación inelásticos de daño	191
Figura 7.7	Curvas globales cortante – distorsión de los modelos de estudio	193
Figura 7.8	Curvas por entrepiso cortante – distorsión del edificio de 6 niveles	193
Figura 7.9	Curvas por entrepiso cortante – distorsión del edificio de 9 niveles	194
Figura 7.10	Perfiles de distorsiones del edificio de 6 niveles	196
Figura 7.11	Perfiles de distorsiones del edificio de 9 niveles	196
Figura 7.12	Perfiles de los ángulos de rotación plástico	197
Figura 7.13	Ubicación geográfica de las estaciones acelerométricas de este estudio	199
Figura 7.14	Comparativa entre los espectros de respuesta (factorizados) de acelerogramas reales y el espectro de diseño elástico de este estudio	199
Figura 7.15	Acelerogramas considerados en los análisis dinámicos no lineales de los modelos de 6 y 9 niveles	200
Figura 7.16	Curvas de histéresis global del modelo de 6 niveles ante los 10 acelerogramas	202
Figura 7.17	Curvas de histéresis global del modelo de 9 niveles ante los 10 acelerogramas	204
Figura 7.18	Curvas de histéresis por entrepiso del modelo de 6 niveles ante el acelerograma DFCM9005	206
Figura 7.19	Comparativa de las distorsiones con base en los resultados del estudio para el modelo de 6 niveles	206
Figura 7.20	Curvas de histéresis por entrepiso del modelo de 9 niveles ante el acelerograma LV178904	208
Figura 7.21	Comparativa de las distorsiones con base en los resultados del estudio para el modelo de 9 niveles	209
Figura 7.22	Comportamiento histerético de las vigas enlace del edificio de 6 niveles ante el acelerograma DFCM9005	210
Figura 7.23	Comportamiento histerético de las vigas enlace del edificio de 9 niveles ante el acelerograma LV178904	211

Figura 7.24	Comparativa de los perfiles de los ángulos de rotación plástico	213
Figura 7.25	Función de frecuencias de ángulos de rotación plástico de daño	213
Figura 7.26	Sobrerresistencia de las vigas enlace de los modelos estudiados	214
Figura 7.27	Perfiles de cargas axiales máximas para el modelo de 6 niveles	216
Figura 7.28	Perfiles de cargas axiales máximas para el modelo de 9 niveles	216
Figura 7.29	Perfiles de carga axial máxima y promedio en el modelo de 6 niveles	217
Figura 7.30	Perfil de carga axial máxima y promedio para el modelo de 9 niveles	217
Figura 7.31	Comportamiento de elementos estructurales del marco contraventeado excentricamente para el edificio de 6 niveles ante el acelerograma CI058904	218
Figura 7.32	Comportamiento de elementos estructurales del marco momento resistente para el edificio de 6 niveles ante el acelerograma CI058904	218
Figura 7.33	Comportamiento de elementos estructurales del marco contraventeado excentricamente para el edificio de 9 niveles ante el acelerograma CI058904	219
Figura 7.34	Comportamiento de elementos estructurales del marco momento resistente para el edificio de 9 niveles ante el acelerograma CI058904	220
Figura 7.35	Demandas de ductilidad en los entrepisos, promedio y globales de los edificios de estudio	221
Figura 7.36	Demandas de sobrerresistencia de los modelos	222
Figura 7.37	Definición de las pendientes elástica e inelástica	223
 <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES</b>		
Figura 8.1	Diagrama de análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles con contravientos excéntricos	237

# ÍNDICE DE TABLAS

## INTRODUCCIÓN

Tabla i.1	Factores de comportamiento sísmico $Q$ (adaptada de las NTCEM-04)	xxvii
-----------	---	-------

## ESTUDIOS RECIENTES

Tabla 1.1	Resumen de daños acorde al número de niveles en edificios estructurados con base en marcos de acero	5
Tabla 1.2	Características de los modelos de estudio (adaptada de Tapia y Tena, 2013a)	20
Tabla 1.3	Análisis estadístico de la magnitud de la sobrerresistencia (Kuşyılmaz y Topkaya, 2013)	24
Tabla 1.4	Estaciones y acelerogramas empleados en Gascón (2011) (Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, Volumen 2)	25
Tabla 1.5	Dimensionamiento para los edificios propuestos en Gascón (2011)	26

## ESTUDIO DE REGLAMENTOS ESPECIALIZADOS

Tabla 2.1	Relación de reglamentos comparados	44
Tabla 2.2	Relaciones para obtener las fuerzas sísmicas de diseño	45
Tabla 2.3	Obtención de los periodos de vibración analíticos para marcos con contravientos excéntricos	47
Tabla 2.4	Resultados de investigaciones recientes en marcos de acero con contravientos excéntricos	48
Tabla 2.5	Resultados del factor de sobrerresistencia (Mohebkhak y Chegeni, 2014)	56
Tabla 2.6	Magnitudes de $R_y$ y $R_t$ de acuerdo con AISC 341-10	57
Tabla 2.7	Perfiles considerados en el estudio estadístico	58
Tabla 2.8	Esfuerzos de certificados de acero ASTM A36	59
Tabla 2.9	Esfuerzos de certificados de acero ASTM A500 Grado B	61
Tabla 2.10	Esfuerzos de certificados de acero ASTM A529 Grado 50	62
Tabla 2.11	Esfuerzos de certificados de acero ASTM A572 Grado 50	63
Tabla 2.12	Determinación de la propuesta de estimación para el esfuerzo de fluencia	64
Tabla 2.13	Determinación de la propuesta de estimación para el esfuerzo ultimo	65
Tabla 2.14	Criterio de Chauvenet para el rechazo de datos atípicos (adaptada de Taylor, 1997)	65
Tabla 2.15	Resultados de $R_y$ y $R_t$ aplicando la eliminación de datos con el criterio de Chauvenet	66
Tabla 2.16	Resultados de $R_y$ aplicando un nivel de confianza del 98%	67
Tabla 2.17	Resultados de $R_t$ aplicando un nivel de confianza del 98%	67
Tabla 2.18	Esfuerzos de fluencia y últimos esperados (Uang <i>et al.</i> , 2000 y Bruneau <i>et al.</i> , 1998)	68
Tabla 2.19	Esfuerzos de fluencia y últimos esperados (Barlett <i>et al.</i> , 2003)	69
Tabla 2.20	Magnitudes de $R_y$ y $R_t$ de acuerdo con el AISC 341-10 y la propuesta de este estudio	71

## TENDENCIA CONSTRUCTIVA E INVESTIGACIÓN ANALÍTICA

Tabla 3.1	Estudio de edificios construidos con marcos contraventeados	76
Tabla 3.2	Relación de la selección del tipo de perfil en estudios recientes para marcos con contravientos excéntricos	89

**MODELADO PARAMÉTRICO CON *OPENSEES***

Tabla 4.1	Esfuerzos y deformaciones unitarias para un perfil IR (W) subdivido en fibras	97
Tabla 4.2	Esfuerzos y deformaciones unitarias para perfil OR (HSS) subdivido en elementos	100
Tabla 4.3	Esfuerzos y deformaciones unitarias para perfil OR (HSS) subdivido en fibras	102
Tabla 4.4	Magnitudes para el modelo fuerza-deformación de resortes traslacionales	107
Tabla 4.5	Secuencia y resultados del modelo en <i>OpenSees</i>	113

**PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR CAPACIDAD CONFORME A LA REGLAMENTACIÓN VIGENTE**

Tabla 5.1	Perfiles propuestos para el marco de estudio (IMCA, 2014)	122
Tabla 5.2	Cargas muertas de entrepiso	122
Tabla 5.3	Cargas muertas en azotea	123
Tabla 5.4	Cargas vivas unitarias según las NTCA-04	123
Tabla 5.5	Combinaciones de cargas estáticas	123
Tabla 5.6	Combinaciones de cargas de diseño	124
Tabla 5.7	Fuerzas sísmicas laterales según el Apéndice A (NTCS-04)	124
Tabla 5.8	Comparación del periodo fundamental ( $T_e$ ) para marcos con contravientos excéntricos	125
Tabla 5.9	Revisión preliminar la las vigas enlace	126
Tabla 5.10	Acciones nominales en la viga enlace VE-1	128
Tabla 5.11	Propiedades mecánicas de los aceros empleados para la viga enlace	128
Tabla 5.12	Propiedades geométricas del perfil IR 406 X 99.6 (W 16 X 67)	128
Tabla 5.13	Acciones nominales en la viga fuera del enlace VFE-1	137
Tabla 5.14	Propiedades mecánicas del acero de la viga fuera del enlace	138
Tabla 5.15	Propiedades geométricas del perfil IR 406 X 132.7 (W 16 X 89)	138
Tabla 5.16	Acciones nominales en contraviento CTV-1	144
Tabla 5.17	Propiedades mecánicas del acero para el contraviento	144
Tabla 5.18	Propiedades geométricas del perfil OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8)	144
Tabla 5.19	Acciones nominales en la columna COL-1	148
Tabla 5.20	Propiedades mecánicas del acero de la columna COL-1	148
Tabla 5.21	Propiedades geométricas del perfil IR 356 X 196.5 (W 14 X 132)	148

**ANÁLISIS Y DISEÑOS ELÁSTICOS DE LOS MODELOS DE ESTUDIO**

Tabla 6.1	Cargas muertas de entrepiso	158
Tabla 6.2	Cargas muertas en azotea	158
Tabla 6.3	Cargas vivas unitarias según las NTCA-04	158
Tabla 6.4	Combinaciones de carga de diseño	159
Tabla 6.5	Información de las distribuciones propuestas de contravientos para la planta tipo	160
Tabla 6.6	Fuerzas sísmicas laterales del modelo de 6 niveles	165
Tabla 6.7	Fuerzas sísmicas laterales del modelo de 9 niveles	165
Tabla 6.8	Prediseño de las vigas enlaces del edificio de 6 niveles	165
Tabla 6.9	Prediseño de las vigas enlaces del edificio de 9 niveles	166
Tabla 6.10	Prediseño de las vigas fuera del enlace para el edificio de 6 niveles	167
Tabla 6.11	Prediseño de las vigas fuera del enlace para el edificio de 9 niveles	167
Tabla 6.12	Prediseño de los contravientos del modelo de 6 niveles	168
Tabla 6.13	Prediseño de los contravientos del modelo de 9 niveles	168
Tabla 6.14	Prediseño de las columnas para el edificio de 6 niveles	168

Tabla 6.15	Prediseño de las columnas para el edificio de 9 niveles	169
Tabla 6.16	Periodos fundamentales y participación de las masas del modelo de 6 niveles	171
Tabla 6.17	Periodos fundamentales y participación de las masas del modelo de 9 niveles	172
Tabla 6.18	Distorsiones elásticas máximas del edificio de 6 niveles ( $QR= 8.2034$ )	173
Tabla 6.19	Distorsiones elásticas máximas del edificio de 9 niveles ( $QR= 8.0780$ )	173
Tabla 6.20	Distorsiones elásticas máximas del modelo de 6 niveles ( $Q'R/7= 1.4331$ )	174
Tabla 6.21	Distorsiones elásticas máximas del modelo de 9 niveles ( $Q'R/7= 1.6136$ )	174
Tabla 6.22	Secciones transversales del edificio de 6 niveles	175
Tabla 6.23	Secciones transversales del edificio de 9 niveles	176
Tabla 6.24	Ángulos de rotación máximos del edificio de 6 niveles	177
Tabla 6.25	Ángulos de rotación máximos del edificio de 9 niveles	177
Tabla 6.26	Revisión de las relaciones ancho – espesor del edificio de 6 niveles	178
Tabla 6.27	Revisión de las relaciones ancho – espesor del edificio de 9 niveles	179
Tabla 6.28	Cálculo del índice de estabilidad $I$ del edificio de 6 niveles	179
Tabla 6.29	Cálculo del índice de estabilidad $I$ del edificio de 9 niveles	180
Tabla 6.30	Relaciones de esbeltez para el modelo de 6 niveles	180
Tabla 6.31	Relaciones de esbeltez para el modelo de 9 niveles	180
Tabla 6.32	Capacidad por flexión en los nodos para el modelo de 6 niveles	181
Tabla 6.33	Capacidad por flexión en los nodos para el modelo de 9 niveles	181

### **ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS INELÁSTICOS**

Tabla 7.1	Periodos fundamentales de los marcos de estudio	187
Tabla 7.2	Características de las curvas cortante – distorsión de los modelos de estudio	192
Tabla 7.3	Distorsiones de fluencia y última por niveles (%)	195
Tabla 7.4	Estaciones acelerométricas y acelerograma seleccionado	198
Tabla 7.5	Características de los acelerogramas considerados	201
Tabla 7.6	Distorsiones de primera fluencia y máxima por acelerograma, edificio 6 niveles	203
Tabla 7.7	Distorsiones de primera fluencia y máxima por acelerograma, edificio 9 niveles	203
Tabla 7.8	Distorsiones de fluencia y máxima por entrepiso del edificio de 6 niveles ante el acelerograma DFCM9005	205
Tabla 7.9	Distorsiones de fluencia y máxima por entrepiso del modelo de 9 niveles ante el acelerograma LV178904	207
Tabla 7.10	Comparación de ductilidades en los análisis inelásticos	221
Tabla 7.11	Comparación de las sobrerresistencias en los análisis inelásticos	222

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Tabla 8.1	Magnitudes de $R_y$ y $R_t$ de acuerdo con el AISC 314-10 y la propuesta de este estudio	232
-----------	--	-----

# INTRODUCCIÓN

## I.1 Introducción

En México, el acero es un material estructural comúnmente utilizado para la construcción de edificios, que tiene una gran resistencia, rigidez, ductilidad y capacidad de soportar deformaciones plásticas sin reducir su resistencia. Además de las ventajas constructivas como gran variedad de formas, facilidad y rapidez en su edificación. Esto ha permitido que las estructuras de acero evolucionen gracias a las experiencias aportadas por la industria de la construcción e investigaciones en materiales y criterios de diseño.

Los marcos de acero o sistemas estructurales con base en vigas y columnas pueden agruparse en:

- a) Marcos rígidos de ductilidad reducida
- b) Marcos rígidos de ductilidad alta
- c) Marcos con contravientos concéntricos
- d) Marcos con contravientos excéntricos

Las características de cada uno de estos sistemas se describen a continuación.

Los marcos rígidos de ductilidad reducida de acero deben desarrollar su resistencia por medio de vigas y columnas unidas rígidamente en los nodos. Las conexiones viga - columna en marcos rígidos de ductilidad reducida son diseñadas para que los elementos estructurales que llegan a los nodos puedan desarrollar su resistencia. Estos marcos rígidos de ductilidad reducida tienen la limitante de formar articulaciones plásticas en sus elementos, por lo que admitirán factores de comportamiento sísmico o factores de ductilidad menores.

En un sistema estructural con marcos rígidos con ductilidad alta, los elementos son capaces de resistir cargas laterales y se debe de garantizar con el detallado que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas. También pueden incursionar dentro de los intervalos inelásticos del material. Un marco con estas características es apto para zonas sísmicas por la gran cantidad de energía de deformación que disipan sus articulaciones plásticas. Los marcos rígidos con ductilidad alta permiten emplear los máximos factores de reducción por ductilidad establecidos en los reglamentos.

El tercer sistema estructural considerado es un sistema con marcos con contravientos. Una forma muy común de proporcionar rigidez y resistencia lateral ante cargas sísmicas es por medio de contravientos concéntricos. Puede considerarse a este tipo de sistema como “dual”, en virtud de que trabajan de manera simultánea (marcos rígidos más contravientos) hasta cierto límite de carga. Estos marcos tendrán una rigidez lateral alta pero tienen la limitante del pandeo o la fluencia por tensión del contraviento.

Los marcos con contraviento excéntrico de acero combinan una rigidez lateral alta, por efecto de los contravientos, y una adecuada capacidad de disipación de energía. En este tipo de sistemas estructurales la disipación de energía se da a través de la fluencia controlada en cortante o flexión de un pequeño tramo o segmento de viga que denominada viga enlace o eslabón. Esta viga enlace sirve como elemento de protección en las estructuras de acero, comúnmente denominado “fusible estructural” ya que es un elemento que protege la estabilidad del sistema ante incrementos de carga. En los marcos con contravientos excéntricos, este enlace fluirá plásticamente ante cargas sísmicas grandes pudiendo reemplazarse una vez que se “daña”.

En la figura i.1 se muestra la configuración de los cuatro tipos de marcos de acero mencionados: a) marco rígido de ductilidad reducida b) marco rígido de ductilidad alta, c) marco

con contraviento concéntrico con una configuración en V invertida y d) marco con contraviento excéntrico con una viga enlace central en la crujía contraventeada.

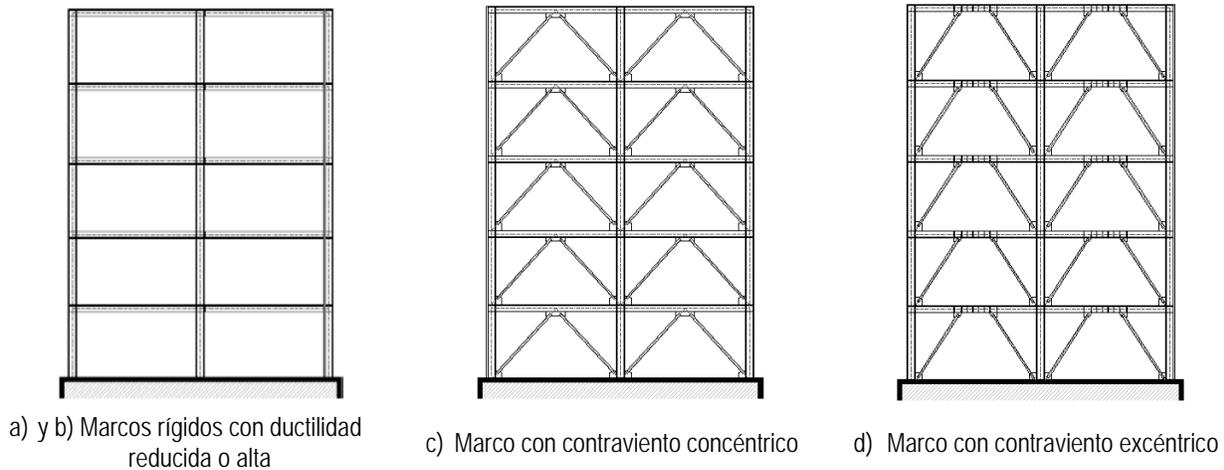


Figura i.1 — Tipología de marcos en estructuras de acero

### 1.1.1 Problemática en el diseño sísmico de marcos de acero con contraviento excéntrico

La filosofía actual de diseño sísmico de estructuras dúctiles en las normas nacionales e internacionales basa sus procedimientos en la aplicación del método de diseño por capacidad. En esta metodología se supone que la resistencia de los elementos estructurales permitirá la formación de mecanismos de colapso. Estos diseños se detallan para que disipen energía en forma dúctil y estable, evitando la formación de fallas frágiles.

Actualmente, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-04) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04), así como en el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-08) se establece una metodología de diseño sísmico, donde los espectros dependen únicamente del peligro sísmico del sitio y de los efectos del suelo. Para la obtención de los espectros de diseño se utilizan factores de reducción que dependen del sistema estructural. Los factores de reducción empleados en las NTCS-04 y MOC-08 son el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que define el factor de reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad  $Q'$  y el factor de sobrerresistencia  $R$ .

El factor de comportamiento sísmico  $Q$ , permite a las estructuras que bajo la acción de una fuerza sísmica pueda incursionar en el intervalo inelástico, de manera que la estructura desarrolle ductilidad y disipe energía. Mientras que el factor de sobrerresistencia  $R$  puede conceptualizarse como la “reserva” de resistencia que tiene una estructura para soportar las demandas impuestas por una acción dada. En otras palabras, las estructuras poseen una resistencia lateral considerablemente mayor a la resistencia lateral obtenida en el proceso de diseño.

Para ejemplificar lo anterior, en la figura i.2 se muestra la curva de capacidad de un sistema estructural bajo cargas monotónicas crecientes como lo plantea el ATC-63 con la definición del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , el factor de reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad  $Q'$  y el factor de sobrerresistencia  $R$  conforme a los criterios de las NTCS-04.

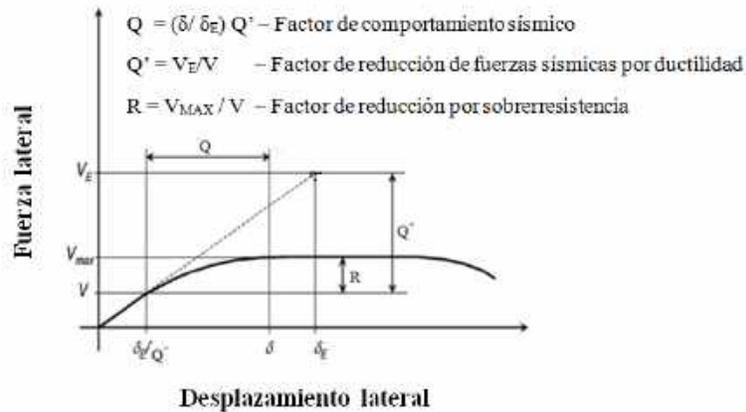


Figura i.2 — Curva de capacidad idealizada

En el capítulo 5 de las NTCS-04 menciona que se usará un  $Q=4$  cuando se cumpla lo siguiente: *La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.*

En las NTCS-04 se especifica la magnitud máxima del factor de comportamiento sísmico  $Q$  para marcos con contravientos excéntricos igual a 4. Del mismo modo, en las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas (NTCEM-04) se establece una magnitud de  $Q$  para marcos con contraviento excéntrico igual a  $Q=4$ . Sin embargo, ¿existirán marcos con contravientos excéntricos con magnitudes mayores? En la tabla i.1 se muestra las magnitudes máximas del factor de comportamiento sísmico correspondiente a cada sistema estructural conforme al Apéndice A (NTCS-04). La sobrerresistencia que tienen las estructuras, desde un punto de vista conceptual, es la “reserva” de resistencia que se tiene para resistir las demandas producidas por una acción extraordinaria. Las NTCS-04 en su Apéndice A establece las magnitudes de dicho factor de sobrerresistencia  $R$ , pero no lo define para algún sistema estructural específico. El planteamiento depende únicamente del periodo fundamental de la estructura y del periodo característico del espectro de diseño, teniendo como límite inferior un  $R$  de 2.0.

Tabla i.1 — Factores de comportamiento sísmico  $Q$  (adaptada de las NTCEM-04)

Sistema estructural	Descripción	Factor de comportamiento sísmico, $Q$
a) Edificios industriales	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2$ $Q_y = 1$
	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que pueden trabajar en tensión o compresión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2$ $Q_y = 1.5$
b) Sistemas contraventeados	Contraventeo excéntrico.	4
	Contraventeo concéntrico dúctil.	3
	Contraventeo concéntrico con ductilidad normal.	2
c) Marcos rígidos	Marcos rígidos de acero con ductilidad alta.	4 o 3
	Marcos rígidos de acero con ductilidad reducida.	2

Sin embargo, los últimos sismos han dejado en evidencia que el comportamiento inelástico de los marcos dúctiles de acero con contraviento ( $Q=4$ ) no es adecuado y a su vez no concuerda con la premisa de diseño columna fuerte – viga débil – contraviento más débil, lo anterior ha sido demostrado en investigaciones recientes (Lacerte y Tremblay, 2006; Tapia y Tena, 2013;). En los reglamentos de diseño se pretenden establecer los requisitos mínimos de desplazamientos de entrepiso, distribuciones de cargas, mecanismos de colapso, etc. Por lo contrario, los resultados de los estudios anteriores evidenciaron que los edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contravientos sometidos a demandas sísmicas intensas no desarrollan los mecanismos de falla considerados en la etapa de diseño, sino concentraciones de daño por la formación de pisos débiles. En los marcos se desarrollan ductilidades y sobrerresistencias que no concuerdan con las propuestas al inicio del diseño, lo que genera una redistribución de cargas que conduce a comportamientos difícil de ser previstos.

Es por ello que se necesita abordar en el tema del comportamiento de los marcos de acero con contravientos, específicamente con contraviento excéntrico, con el objetivo de establecer las recomendaciones que puedan ser adaptadas en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF y en el MOC, para garantizar marcos de acero contraventeados excéntricamente seguros y funcionales cuando se presenten sismos de gran intensidad en la Ciudad de México y, en el interior de la República Mexicana.

# OBJETIVOS

## I.2 Objetivo general

Esta investigación tiene como objetivo establecer magnitudes del factor de comportamiento sísmico  $Q$  (ductilidad) y del factor de sobrerresistencia  $R$  que deben considerarse para el diseño sísmico de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero contraventeados excéntricamente, aplicando los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) vigente para analizar los mecanismos de colapso congruentes con las premisas iniciales de diseño (donde la viga enlace deberá disipar energía) con una adecuada distribución en la altura de la respuesta inelástica de los elementos.

### I.2.1 Objetivos específicos

- Evaluar el comportamiento sísmico de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento excéntrico en sismos recientes.
- Identificar y justificar los resultados obtenidos de investigaciones recientes analíticas y experimentales del comportamiento sísmico de edificios estructurados con base en marcos de acero y marcos con contravientos concéntricos y excéntricos.
- Categorizar la tendencia de criterios de diseño sísmico de reglamentos nacionales e internacionales para la definición de los factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia, prestando especial atención en el planteamiento del RCDF-04 y el MOC-08.
- Recopilar información mediante un estudio en campo sobre la tendencia constructiva de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento excéntrico en el área metropolitana de la Ciudad de México, especialmente en edificaciones localizadas en la Zona del Lago.
- Identificar las variables que influyan en el comportamiento estructural de la viga enlace como su longitud, tipo de viga enlace, factores de sobrerresistencia, etc.
- Con base en la información recabada del muestreo, se justificarán modelos de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento excéntrico de mediana altura. Se analizarán dos modelos mediante la variación del perfil de la viga enlace (figura i.3). Los análisis elásticos se realizarán en el programa *ETABS 2013 Nonlinear* (CSI, 2013) empleando metodologías de investigaciones recientes y la reglamentación aplicable vigente.
- Desarrollar análisis no lineales ante carga estática monótona creciente en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) para evaluar la respuesta inelástica de los edificios de estudio.
- Desarrollar análisis no lineales utilizando registros acelerográficos en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) para evaluar la respuesta inelástica de los edificios de estudio.
- A partir de los resultados obtenidos,
  - a. se concluirá si los criterios de diseño de las NTCS-04 son congruentes con los resultados de este estudio o,

- b. se propondrá una propuesta para determinar los factores de reducción por ductilidad  $Q$  y sobrerresistencia  $R$ , asimismo criterios específicos para el diseño sísmico de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento excéntrico.

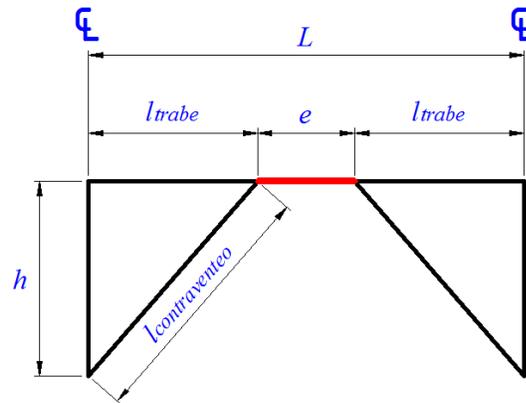


Figura i.3 — Elevación típica de cruja con contraviento excéntrico y viga enlace central

# METODOLOGÍA

### I.3 Metodología

Para cumplir con los objetivos del presente proyecto, se realizarán las siguientes actividades:

1. Se investigará el comportamiento sísmico que presentaron los edificios de acero estructurados como marcos dúctiles, debido a los sismos de Christchurch (2010, Nueva Zelanda), Nisqually (2001, EEUU), Northridge (1994, EEUU), Kobe (1995, Japón), por supuesto, el sismo de 1985 en la ciudad de México, para entender los daños que se presentaron en edificios estructurados con acero.
2. A partir de estudios e investigaciones recientes analíticas y experimentales se conocerá el comportamiento sísmico de edificios con marcos de acero, prestando especial énfasis en las investigaciones que abordan el comportamiento de contravientos concéntrico y excéntrico, así como las recomendaciones de estructuración, diseño, mecanismos de falla, etc.
3. A fin de conocer la tendencia del uso y las magnitudes de los factores de reducción se realizará una revisión de los criterios para el diseño sísmico de edificios que proponen los reglamentos de Estados Unidos, Canadá, Japón, Europa, algunos países de Sudamérica y los reglamentos vigentes de México (RCDF-04 y MOC-08). Esto permitirá conocer las recomendaciones sobre las previsiones sísmicas, estructuración y magnitudes de los factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia propuestos por la normativa internacional.
4. A partir de una investigación en campo se identificará la tendencia constructiva de marcos de acero con contraviento excéntrico para conocer qué tipo de secciones son empleadas para la construcción de estas estructuras, dimensiones, uso común, alturas, números de pisos, etc. Con este muestreo se pretende definir las características de los edificios de acero con marcos con contravientos excéntricos que se estudiarán.
5. Basándose en la información recabada en el muestreo, se diseñarán edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contravientos excéntricos. Los modelos se ubicarán en la Zona del Lago de la Ciudad de México conforme al RCDF-04 y se considerará el factor máximo de reducción por ductilidad permitido para estas estructuras (NTCS-04). En este estudio, se propone incluir la relación  $e/L$  como variable (figura i.3); en dos modelos de mediana altura. La secuencia de pasos de esta parte de la investigación es la siguiente:
  - a. Se selecciona el arreglo estructural del modelo de estudio, el uso y las secciones transversales de los elementos, así como el número de niveles con base en los resultados del muestreo. Se propondrán dos magnitudes de la relación  $e/L$  para cada altura de los modelos.
  - b. Se determinarán las demandas sísmicas correspondientes a la subzona de estudio de la zona del Lago del área metropolitana de la Ciudad de México con base en las Normas Técnicas Complementarias (NTCS-04).
  - c. Se realizarán los análisis elásticos con el programa de análisis y diseño estructural *ETABS 2013 Nonlinear* (CSI, 2013).
  - d. Se verificará que se satisfagan estrictamente los requisitos del reglamento considerado.

6. Se realizarán análisis no lineales con cargas estáticas monótonas crecientes (análisis *pushover*) así como análisis no lineales dinámicos ante acelerogramas reales a los modelos de los edificios diseñados en la etapa anterior, en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.*, 2006) especializado en la simulación de sistemas estructurales con comportamiento inelástico de segundo orden ampliamente usado en investigaciones similares.
7. A partir de los análisis inelásticos se pretende revisar los siguientes aspectos:
  - a. Se revisará que los criterios de diseño sísmico de las NTCS-04 del RCDF-04 sean congruentes con los resultados obtenidos del estudio de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento excéntrico.
  - b. En caso contrario, se desarrollará una propuesta para determinar los factores de comportamiento sísmico  $Q$  y sobrerresistencia  $R$  así como criterios específicos para el diseño sísmico de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero con contraviento excéntrico.

En la figura i.4 se muestra el diagrama de flujo de la metodología considerada en este estudio.

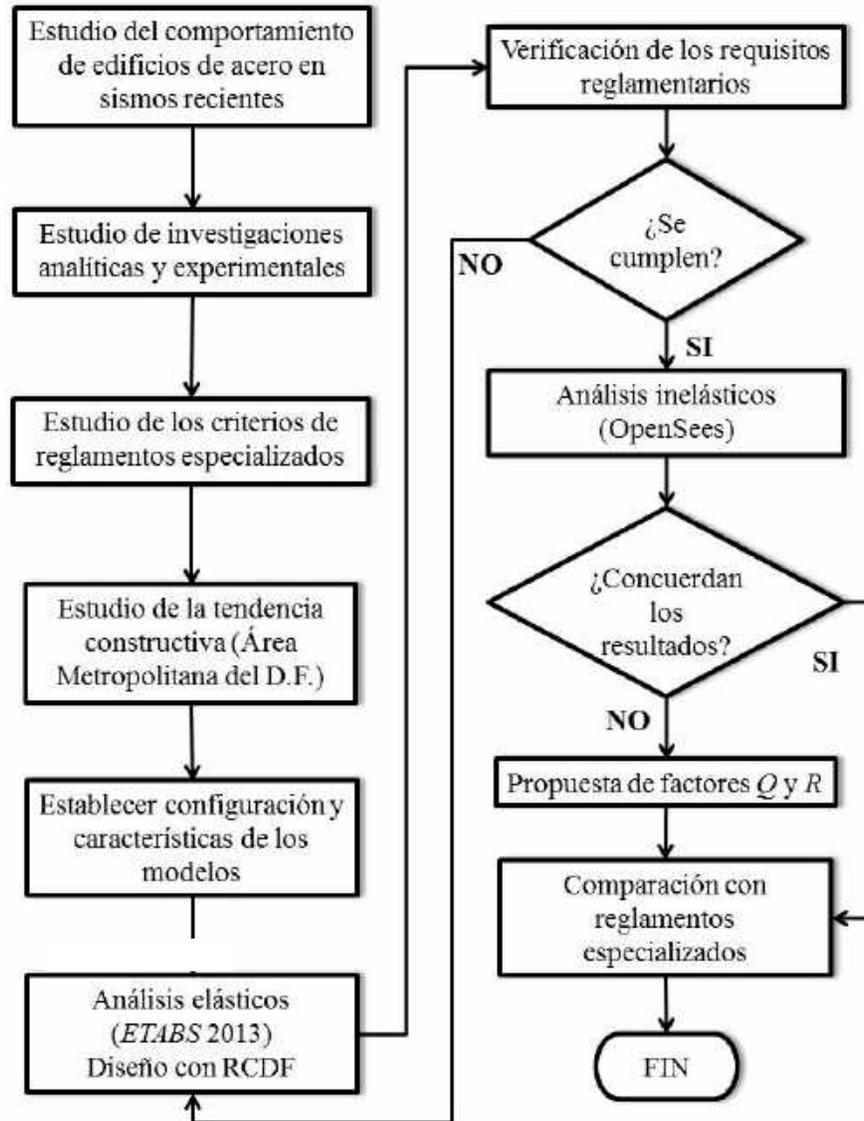


Figura i.4 — Diagrama de flujo de la metodología propuesta en esta investigación

# ESTUDIOS RECIENTES

## CAPÍTULO 1

## 1 Estudios recientes

### 1.1 Comportamiento estructural de edificios de acero en sismos recientes

La alta ductilidad que tiene el acero es una propiedad que destaca su uso estructural respecto a otros materiales. Pero los sistemas estructurales que son construidos con acero no adquieren esta propiedad en forma automática, por lo que se requiere que para asegurar un comportamiento dúctil de la estructura en su conjunto se proporcione ductilidad a todos los miembros que constituyen la estructura; es decir, columnas, vigas, contravientos y conexiones. Ciertos reglamentos tratan de identificar que los mecanismos de colapso coincidan con las premisas de diseño para obtener respuestas estables de las estructuras con una adecuada capacidad de disipación de energía. A fin de cumplir con estos objetivos, es necesario hacer un detallado adecuado para asegurar que la estructura sea capaz de soportar grandes deformaciones sin llegar al colapso. De todo ello, no se disponía de especificaciones reglamentarias que fueran consideradas seguras y confiables sino hasta después de 1988 (Bruneau *et al.*, 1997).

La inestabilidad es un caso particular del comportamiento sísmico de las estructuras, ya que debido a su ocurrencia está va degradando su resistencia, rigidez y su capacidad de disipar energía.

El conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras ha tenido un auge como consecuencia de las experiencias y de las lecciones aprendidas en los últimos 30 años, ya que se han presentado un gran número de eventos sísmicos de gran magnitud y potencial destructivo en todo el mundo. Esto ha ocasionado pérdidas económicas y pérdidas de vidas humanas. Los sismos de gran escala pueden llegar a destruir en ocasiones más del 50% de la infraestructura de la o las ciudades que resienten sus efectos.

En los últimos años a nivel mundial se han presentado una gran cantidad de sismos, ya sea por su magnitud o por su grado de destrucción, han sido motivo de interés de la ingeniería, tales como: Valparaíso (Chile) y Ciudad de México (México) ambos en 1985; San Salvador (Salvador) en 1986; Loma Prieta (EEUU) en 1989; Northridge (EEUU) en 1994; Kobe (Japón); Manzanillo (México) en 1995. En 1999, los sismos en Armenia (Colombia), Estambul (Turquía) y Chichi (Taiwán); Tecomán (México) en 2003; aunque se considera un terremoto submarino Sumatra-Andamán (Océano Índico) en 2004; Cachemira (Pakistán) en 2005; Pisco (Perú) en 2007; Honduras (Honduras) en 2009; en 2010 se presentaron movimientos sísmicos en Puerto Príncipe (Haití), Chile, Mexicali (México), Christchurch (Nueva Zelanda) y Qinghai (China); Tohoku (Japón) y nuevamente Christchurch (Nueva Zelanda) en 2011; en 2012 se presentaron fuertes sismos en Oaxaca (México), Aceh (Indonesia) y Sulangan (Filipinas), Awaran (Pakistan) en 2013 y en 2014 el sismo de Iquique (Chile) (USGS, 2014).

En las figuras 1.1 y 1.2 se muestran las actividades sísmicas tanto a nivel mundial como en el territorio nacional respectivamente, ambas para sismos con magnitudes mayores a 7.0 (USGS 2014).

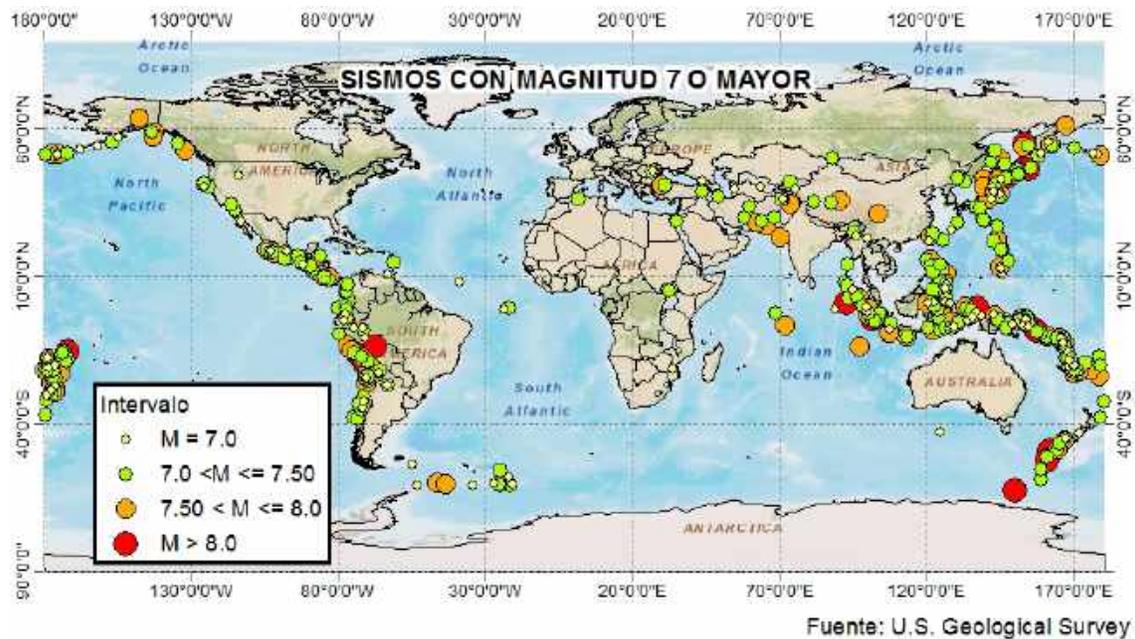


Figura 1.1 — Sismicidad mundial en el periodo de 1980 - 2014



Figura 1.2 — Sismicidad ocurrida en el territorio nacional en el periodo de 1806 - 2012

A continuación, se mencionarán algunos casos específicos de sismos que han servido para conocer y mejorar el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de edificios estructurados en acero.

### 1.1.1 Sismo de Michoacán, México. 19 de Septiembre de 1985 - 07:17:47 hora local, magnitud $M_s=8.1$

La Ciudad de México experimentó uno de los sismos de mayor intensidad de su historia reciente en septiembre de 1985. En estas fechas había un número considerable de estructuras de acero que fueron sometidas a grandes demandas sísmicas.

Posterior al evento sísmico, el M. en C. Martínez Romero en 1986 realizó una investigación basada en 102 edificios estructurados en acero. Los resultados del estudio muestran que el comportamiento de edificios estructurados con acero fue satisfactorio, pues muy pocos edificios colapsaron, cinco edificios tuvieron colapso parcial y otros presentaron daños menores con un comportamiento bastante aceptable (Tapia y Tena, 2001). En la figura 1.3a se muestra una columna tubular que tuvo un daño por pandeo local y en la figura 1.3b un edificio estructurado con marcos de acero que colapso tras el sismo de 1985.

Por otra parte, Godínez (2005) y Jirsa (2006) reportan que los edificios estructurados con marcos de acero, representan el menor porcentaje de daño severo o colapso del total de varios sistemas estructurales de estudio (331 edificios en Godínez, 2005 y 379 edificios en Jirsa, 2006), es decir, en Godínez (2005) el 3.9% de los edificios de estudios son estructuras con base en marcos de acero que presentaron daño severo o colapso, mientras que, en Jirsa (2006), el 4.2% representan estructuras de acero con daño severo o colapso. Asimismo, en ambas investigaciones, se reporta que la concentración de daños fue en edificios de 6 a 15 niveles tanto en edificios estructurados con marcos de acero u otro tipo de sistema estructural. En la tabla 1.1 se muestra la información correspondiente a daño severo o colapso en estructuras de acero posterior al sismo de 1985.

Tabla 1.1 — Resumen de daños acorde al número de niveles en edificios estructurados con base en marcos de acero

Investigación	Tipo de daño	Número de niveles				Total
		≤ 5	6 - 10	11 - 15	> 15	
Godínez (2005)	Colapso	4	3	1	1	9
	Severo	0	0	2	2	4
Jirsa (2006)	Colapso	6	1	3	1	10
	Severo	0	2	1	3	6

El sistema estructural usado con mayor frecuencia eran marcos rígidos momento – resistente, los que mostraron concentraciones de daños en las conexiones soldadas viga - columna o en las vigas armaduras, donde se presentaron problemas de inestabilidad por pandeo (Tapia y Tena, 2001). Dentro de las causas principales de colapso y daños severos se pueden presentar las siguientes (Soto y Engelhardt, 2005):

- Pandeo local o fractura en vigas de alma abierta o armaduras
- Pandeo o ruptura del contraventeo muy esbelto
- Fallas de muros de relleno
- Pandeo local de columnas de sección transversal cuadrada o rectangular hueca (figura 1.3a)



a) Pandeo local de columna exterior (adaptada de Tapia y Tena, 2001)



b) Edificio de acero colapsado (adaptada de Tapia y Tena, 2001)

Figura 1.3 — Daños observados en estructuras de acero después del sismo de Michoacán en la Ciudad de México en 1985

### 1.1.2 Sismo de Northridge, Estados Unidos. 17 de Enero de 1994 - 04:30:55 hora local, magnitud $M_s=6.8$

Este evento sísmico fue una verdadera prueba para las estructuras de acero, ya que un gran número de ellas presentaron fallas en las conexiones, pero sin llegar al colapso. Las estructuras que presentaron el mayor número de daños estaban estructuradas con marcos rígidos y en muy pocos casos marcos con contravientos. De un estudio de 133 edificios, por lo menos en 18 edificios se presentaron daños en los elementos de los marcos de acero, y en 10 de los 18 edificios se presentaron daños en las conexiones. Los edificios estructurados con marcos con contravientos excéntricos tuvieron un comportamiento aceptable, ya que el daño fue mucho menor con respecto a las estructuras con marcos con elementos momento - resistente donde la falla en las conexiones soldadas fue mucho mayor. Sin embargo, los pocos edificios dañados con contravientos tuvieron problemas de pandeo o rotaciones plásticas en las vigas. Se muestra en la figura 1.4a un contraviento que sufrió pandeo local al centro de su longitud.



a) Fractura provocada por el pandeo en el contraviento (adaptada de Tapia y Tena, 2001)



b) Fractura de una placa base de un marco con contravientos (EERI, 2014)

Figura 1.4 — Daños observados en estructuras de acero después del sismo de Northridge en 1994

En su gran mayoría los contravientos, que eran de sección cuadrada o tubular, presentaron pandeo global o local, demostrando poca capacidad de deformación en el intervalo inelástico. Esto significa deformaciones locales y/o fallas en las conexiones. El uso de contravientos esbeltos

provocan grandes fuerzas de cortante de entrepiso y éstas a su vez generan grandes momentos de volteo, fuerzas de tensión y compresión en las columnas y momentos de aplastamientos en las placas; por lo anterior se pueden presentar fracturas en la unión entre las columnas e incrementar los esfuerzo de tensión entre la columna y placa base. La figura 1.4b muestra una fractura en la placa base de acero de un marco que contaba con contravientos. Respecto a los marcos resistentes a momentos, también se presentaron daños en las conexiones, de manera particular en la unión trabe - columna así como fallas por fractura de soldadura y placas (Tapia y Tena, 2001).

### **1.1.3 Sismo de Kobe, Japón. 17 de Enero de 1995 - 05:46:46 hora local, magnitud $M_s=7.3$**

El sismo de Kobe dejó en evidencia que las conexiones soldadas trabe - columna en estructuras de acero no eran dúctiles y no tienen la capacidad de soportar cargas cíclicas, pues presentaron fracturas frágiles. De este movimiento sísmico con grandes consecuencias estructurales, se realizó un estudio a 316 edificios de acero con daño, de los cuales 174 tuvieron daños severos. Del total de las estructuras estudiadas 219 eran marcos resistentes a momento, presentándose grandes daños en un buen número de ellos (Tapia y Tena, 2001). Los edificios esbeltos tuvieron una gran cantidad de daños, principalmente en las anclas de las placas base de las columnas, daños en la cimentación y daños parciales en los muros. En marcos de acero con contraventeo se presentaron comportamientos inestables por el pandeo y la fluencia de los contraventeos, fractura o desgarramiento en la placa unión con la columna, así como fracturas en la soldadura de las conexiones trabe – columna (Soto y Engelhardt, 2005). En la figura 1.5a se muestra un edificio de acero esbelto que colapso tras el sismo de Kobe y en la figura 1.5b se nota el pandeo local en el contraviento de acero



a) Colapso de un edificio de acero (NISEE, 2014)



b) Pandeo de un contraviento (NISEE, 2014)

Figura 1.5 — Daños observados en estructuras de acero después del sismo de Kobe en 1995

### **1.1.4 Sismo de Nisqually, Estados Unidos. 28 de Febrero de 2001 - 10:54:46 hora local, magnitud $M_s=6.8$**

El terremoto de Nisqually (también conocido como el terremoto del miércoles de ceniza) ha sido uno de los sismos más grandes registrados en la historia del estado de Washington. Los daños principales como consecuencia de este sismo se concentraron en edificios, puentes y en los sistemas primarios de la región (sistema eléctrico, agua potable, comunicaciones, etc.) Aunque en su mayoría los daños en los edificios no eran estructurales, los principales daños fueron en los edificios de mampostería no reforzada. Sin embargo, existen muchos edificios que fueron reforzados con sistemas de marcos con contraventeo excéntrico, que presentaron daños después del terremoto. Es por ello, que un grupo de investigadores de la Universidad de California

realizaron una investigación sobre los daños ocurridos en diferentes estructuras, principalmente en monumentos históricos.

Dentro de las estructuras de estudio, se encontró un edificio de mampostería de nueve pisos reforzado con marcos de acero con contravientos excéntricos tipo Chevrón en los entresijos 6 y 9 para mejorar su comportamiento sísmico. En la figura 1.6a se muestra un marco de acero tipo Chevrón en la dirección este-oeste del edificio Starbucks. En los entresijos restantes se reforzó con marcos de acero con contravientos concéntricos. Los marcos contraventeados excéntricamente presentaron daños por fluencia, esto se muestra en la figura 1.6b donde se hace notar el desprendimiento de la pintura por pandeo del alma de la viga enlace, este tipo de daños fueron observados en los marcos en la dirección este-oeste, los marcos en la dirección norte-sur no presentaban ningún tipo de daños.



a) Marco de acero contraventeado excéntricamente empleado para mejorar el comportamiento sísmico del edificio Starbucks (adaptada de Filiatrault *et al.*, 2001)



b) Daño por fluencia en la viga enlace en un marco con contraviento excéntrico, dirección este - oeste (adaptada de Filiatrault *et al.*, 2001)

Figura 1.6 — Daños observados en marcos con contravientos excéntricos después del sismo de Nisqually en 2001

### 1.1.5 Serie de sismos de Christchurch, Nueva Zelanda – 2010 y 2011

Clifton *et al.* (2011) realizaron una investigación sobre el comportamiento de estructuras de acero durante una serie de sismos ocurridos en los años 2010 y 2011. Los eventos sísmicos ocurridos en 2010 fueron el 4 de septiembre y 26 de diciembre; y en 2011 fueron el 22 de febrero, 6 de Junio y dos sismos el 13 de junio, cuyas magnitudes mayores fueron de 7.1 (4 de septiembre) y de 6.3 (22 de febrero). El estudio se centró en el análisis del comportamiento de edificios de acero estructurados con marcos con contravientos concéntricos y excéntricos, marcos momento – resistente y racks de almacenamiento tipo industrial. Las estructuras de este estudio se encuentran ubicadas en el Distrito Financiero o en los suburbios de Christchurch y su diseño fue contemplando las últimas provisiones sísmicas de Nueva Zelanda (*Standard New Zeland, NZS 1170 Part 5: 2004*). A continuación se describe el comportamiento de los edificios de acero considerados en el estudio de Clifton *et al.* (2011).

Dos edificios de varios niveles diseñados y construidos recientemente (*Pacific Residential Tower*, 2010 y el *Club Tower*, 2009) ambos con marcos con contravientos excéntricos. El edificio *Club Tower* (12 niveles) presentó daños por fluencia de las vigas enlace, principalmente en el nivel 3 del lado Sur que fue donde se presentaron las mayores demandas inelásticas. El diseño de estos marcos con contravientos excéntricos cumplían con las

especificaciones de la norma neozelandesa NZS 3404 (*Steel Structures Standard*) que considera un factor de ductilidad arriba de 4.

En la figura 1.7a se muestra una viga enlace correspondiente al nivel 3 del edificio *Club Tower*, se hace notar que presenta pintura descascarada en la viga enlace por la fluencia del alma de la viga. El edificio *Pacific Residential Tower* (22 niveles) presentó daños bajo el nivel 6 en las vigas enlace, dichos daños fueron el desprendimiento de la pintura por la fluencia de la viga enlace así como deformaciones residuales. Algo a destacar es que el diseño de estos marcos con contravientos excéntricos estuvo regido por el control de desplazamiento lateral de entrepiso y con un factor de ductilidad de 1.5, a pesar de que en la NZS 3404 se permite emplear hasta una magnitud de 4 para este tipo de sistemas estructurales (típicamente empleado factores de ductilidad entre 2 y 3 para zonas sísmicas moderadas).

La mayor parte de los daños fueron arquitectónicos y no estructurales, sin embargo se presentaron daños considerados en las vigas enlaces debido a la existencia de grandes deformaciones residuales. En la figura 1.7b se muestra la fractura de la viga enlace, que se propagó desde una de las esquinas superiores a través del alma de la viga enlace, lo que conlleva a una deformación residual significativa.



a) Fluencia de la viga enlace en el nivel 3 del edificio *Club Tower* (adaptada de Clifton *et al.*, 2011)



b) Fractura de la viga enlace en el nivel 6 del edificio *Pacific Residential Tower* (adaptada de Clifton *et al.*, 2011)

Figura 1.7 — Daños observados en marcos con contravientos excéntricos después del sismo del 22 de febrero de 2011 en Christchurch

Otro edificio que presentó daños debido al sismo ocurrido del 4 de septiembre de 2010, fue el estacionamiento de un hospital que tiene marcos con contravientos excéntricos en su dirección principal, cuyos marcos contribuyen a la redundancia estructural para mantener un desempeño sísmico satisfactorio. Aunque el diseño de estos marcos no fue gobernado por distorsiones, fue diseñado con el factor de ductilidad máximo, es decir igual a 4. En el primer piso se evidenciaron los daños en las vigas enlace por el desprendimiento de la pintura en el alma de las vigas por consecuencia de deformaciones inelásticas.



a) Daños ocurridos por la fluencia de la viga enlace (adaptada de Clifton *et al.*, 2011)



b) Daño por fractura debido a la excentricidad entre el patín del contraviento y el atiesador de la viga enlace (adaptada de Clifton *et al.*, 2011)

**Figura 1.8 — Daños observados en marcos con contravientos excéntricos después del sismo del 4 de septiembre de 2010 en Christchurch**

De manera similar al daño observado en el edificio *Pacific Residential Tower*, se presentaron daños por fracturas de la viga enlace. Los autores proponen que la causa de la falla se debe a la excentricidad que se generó entre el patín del contraviento y el atiesador de la viga enlace; dicha falla se generó cuando el contraviento trabajó en tensión y, los esfuerzos de tensión se concentraron en las alas del patín en lugar de que se distribuyeran en el atiesador. Esto significa que la unión entre el patín de la viga sin rigidizar y el alma de la viga fue severamente sobrecargada, lo que conlleva a la fractura del patín y del alma de la viga enlace. Lo anterior sugiere que la trayectoria de carga es de suma importancia cuando se requieren demandas inelásticas en el sistema estructural. En la figura 1.8a se muestra el daño por fluencia de una viga enlace así como el pandeo del patín; y en la figura 1.8b se hace notar el daño por fractura del alma y del patín de una viga enlace, ambas en un marco con contraviento excéntrico.



a) Fractura por tensión en la soldadura



b) Pandeo local en un contraviento concéntrico

**Figura 1.9 — Daños observados en marcos con contravientos concéntricos después del sismo del 22 de febrero de 2011 en Christchurch (adaptada de Clifton *et al.* 2011)**

El estudio contempla también la revisión de un edificio estructurado con paneles prefabricados y marcos contravientos concéntricos, los daños principales que presentaron fueron en la soldadura de la conexión entre el contraviento con la columna (fractura de la soldadura) así como pandeo de algunos contravientos. En la figura 1.9a se muestra la fractura de la soldadura bajo carga a tensión y en la figura 1.9b se muestra la falla por pandeo local del contraviento.

Finalmente, en los marcos momento – resistentes de acero no se encontraron daños visibles en los elementos estructurales que conforman al sistema (columnas, vigas, conexiones, etc.), por el contrario los daños que se presentaron en este tipo de sistemas estructurales fueron en los pretilos, fachadas, etc., es decir daños arquitectónicos y elementos no estructurales.

## 1.2 Tipos de estructuras de acero

A través de la historia las estructuras de acero han evolucionado, gracias a las aportaciones y/o experiencias por la industria de la construcción o por las investigaciones que se han hecho a este tipo de estructuras. Estos avances dejan como resultado el desarrollo de diferentes tipos de estructuras sismorresistentes con diversos comportamientos estructurales, función y usos, métodos constructivos e incluso cuestiones económicas.

En las NTCEM-04 se definen los tipos de estructuras de acero que serán capaces de resistir las demandas sísmicas. Dichas estructuras son marcos rígidos, marcos con contraventeo concéntrico y marcos con contraventeo excéntrico. En los siguientes incisos se describen este tipo de sistemas estructurales.

### 1.2.1 Marcos rígidos

Los marcos rígidos o marcos resistentes a momento son estructuras formadas con vigas y columnas rectilíneas conectadas entre sí ya sea con soldadura, tornillería o ambos. La característica de estos marcos es que los elementos viga – columna serán sometidos a momentos flexionantes y esfuerzos cortantes. En la figura 1.10 se muestran dos edificios estructurados con marcos rígidos de acero (Soto y Engelhardt, 2005).

Estos marcos tienen la capacidad de disipar energía, siempre y cuando se diseñen y se construyan para tal objetivo. En las NTCEM-04 se especifican dos tipos de estos sistemas:

- a) marcos rígidos con ductilidad alta y,
- b) marcos rígidos con ductilidad baja.



a) Remodelación en Cineteca Nacional, México, D.F.  
(adaptada de Grupo Baysa)



b) Construcción del Hospital Mota-Engil (adaptada de Grupo Baysa)

Figura 1.10 — Ejemplos de marcos rígidos

Los marcos rígidos con ductilidad alta tendrán la capacidad de formar articulaciones plásticas donde se requieran, capaces de mantener su resistencia en dichas articulaciones; mientras que, los marcos rígidos con ductilidad baja o reducida tendrán la capacidad de resistir deformaciones inelásticas limitadas cuando se vean sometidos a fuerzas sísmicas intensas.

### 1.2.2 Marcos con contraventeo concéntrico

Los marcos contraventeados surgieron a principios del siglo XX como alternativa para edificios de mediana y baja altura. La presencia de elementos diagonales modifica el comportamiento del marco al formar una estructura reticulada, por lo que las fuerzas laterales se transmitirán en forma de tensión y compresión. Estas estructuras tienen una rigidez lateral considerablemente grande, lo que permite a la estructura tener un control de los desplazamientos. Estos marcos por ende tienen la capacidad de disipar energía mediante la fluencia de dichas diagonales o de sus conexiones. Asimismo, las diagonales pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, mientras se desarrollan deformaciones inelásticas moderadas en sus miembros y en sus conexiones cuando son sometidas a cargas sísmicas. La figura 1.11 muestra un ejemplo de un marco con contraventeos concéntricos de sección IR (W).



Figura 1.11 — Ejemplo de marco contraventeado concéntricamente

En estudios recientes (Lacerte y Tremblay, 2006; Tapia y Tena, 2011;) se ha demostrado que la respuesta estructural de edificios de acero ante sismos intensos se puede ver dominada por la formación de mecanismos de colapso de pisos débiles, redistribuciones inesperadas de carga, concentración del daño, etc. El comportamiento inelástico de este tipo de marcos es dominado por la respuesta de las crujías contraventeadas, muy distinta a marcos sin este tipo de sistemas y resistentes a momentos (Tapia y Tena, 2013).

### 1.2.3 Marcos con contraventeo excéntrico

En estos marcos las diagonales generarán una excentricidad en las vigas donde se inducen esfuerzos de cortante y momentos flexionantes muy grandes, por lo que éstas son las zonas que se diseñarán para disipar la energía mientras que el resto de los elementos se diseñarán para tener un comportamiento elástico.

Una característica de la conexión de estos marcos es que cuando menos uno de los extremos de la diagonal se conectará a una viga con una distancia "pequeña" del extremo de la viga que une a la columna del marco. En caso de que el sistema de conexión fuera en V o V invertida, las dos diagonales se conectan en la parte del centro de la viga dejando una distancia "pequeña" entre ellas. En la figura 1.12a se muestra la construcción de un edificio con contraventeos excéntricos con sección cajón mientras que en la figura 1.12b se muestra la conexión central de los contravientos excéntricos en la viga.

Para garantizar que el comportamiento de estos marcos sea dúctil, se debe de asumir amplias deformaciones inelásticas antes de sufrir pandeo local, fracturas por resistencia y/o

problemas de inestabilidad global. Las diagonales en estos sistemas proporcionan rigidez lateral debido a su rigidez axial.



a) Edificio con contraventeos excéntricos, Torre Bancomer - Ciudad de México



b) Detalle de conexión de contraventeos excéntricos

Figura 1.12 — Ejemplo de marcos contraventeados excéntricamente

### 1.3 Comportamiento de marcos con contraventeo excéntrico

Como se comentó en el apartado anterior, este sistema estructural tiene un adecuado comportamiento en zonas sísmicas si se diseña adecuadamente. Estos tipos de estructuras desarrollan una respuesta dúctil y estable, ya que se diseñan con la premisa de que las fuerzas axiales en las diagonales se transfieran por medio de los esfuerzos de cortante y flexión en segmentos de longitud reducida, conocidos comúnmente como "enlaces", donde se pretende que la disipación de la energía sea en este punto por medio de la fluencia del acero. Estos deben detallarse correctamente para evitar pandeo local así como problemas de inestabilidad que degraden la respuesta del elemento. El resto de los elementos estructurales deberán diseñarse bajo los conceptos de diseño por capacidad con el objetivo de que su comportamiento sea en el intervalo elástico.

En la actualidad, existen distintas configuraciones cuyo objetivo es generar en la parte central de la viga la zona de enlace o zona dúctil, en la figura 1.13a se muestra la zona de enlace en color rojo en la parte central de viga que se conecta a las columnas y a los contravientos. Otra configuración típica es que la zona dúctil se localice en el extremo de la columna, como se hace notar en la figura 1.13b donde el enlace esta entre la columna y el extremo de la viga. Una de las ventajas de la configuración con viga enlace central (figura 1.13a) o también conocida como *V invertida*, es la simplificación en el diseño de las conexiones a diferencia de un enlace extremo, debido a de que, los esfuerzos que se generan en la zona adyacente serán muy grandes en un enlace extremo a diferencia de un enlace en la zona central. Existe una configuración muy similar a la *V invertida*, sin embargo, los enlaces están en ambos extremos de las columnas, esto permite tener un mayor número de enlaces con lo que se tendrán más zonas de disipación de energía, pero el diseño de conexiones será sumamente complicado. La configuración anterior se muestra en la figura 1.13c en donde los enlaces se encuentran en cada extremo de la viga conectados a cada columna, teniendo dos enlaces cada viga. Hay otra configuración que desarrolla un enlace que funciona como "fusible", pues en caso de que se genere un daño en este elemento puede reemplazarse fácilmente, no obstante en el diseño de este elemento se debe considerar la distribución de las cargas gravitacionales que generan las vigas. En la figura 1.13d

se muestra la configuración de un enlace conectado al centro de la viga y en un extremo del propio enlace la conexión de los contravientos (Popov *et al.*, 1995).

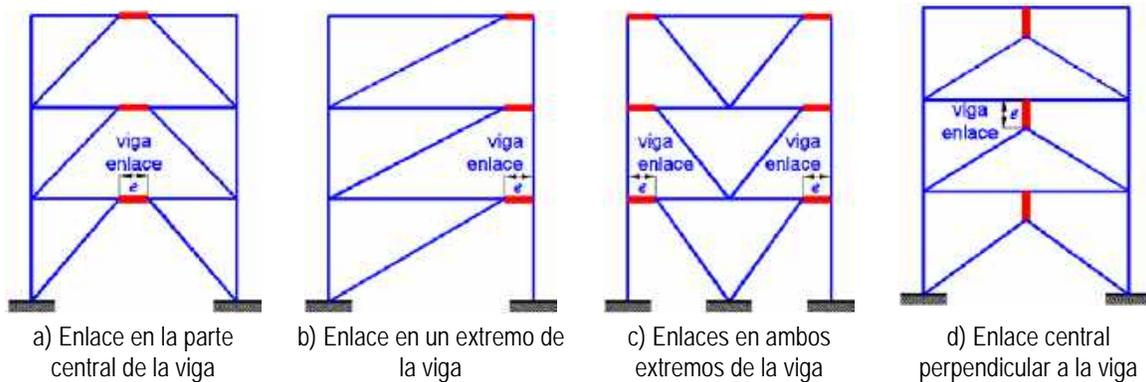


Figura 1.13 — Configuraciones para marcos con contraventeo excéntrico (Popov *et al.*, 1995)

No se recomienda que el enlace central perpendicular sea parte de la columna (figura 1.13d), ya que en este segmento estructural se disipará la energía mediante la fluencia del elemento, por ende, se generarán articulaciones plásticas en la sección de la columna lo que conlleva a la formación de un mecanismo de colapso no deseable (piso débil o suave).

### 1.3.1 Rigidez lateral

La rigidez lateral depende de la longitud del enlace. Si la longitud del enlace es muy corta, en función a la longitud total de la viga, la rigidez lateral de la estructura es grande y se aproxima a la de un marco contraventeado concéntricamente. Por el contrario, si la longitud del enlace es muy grande, la rigidez lateral disminuye y equivale a la de un marco sin contraventeos, en otras palabras un marco resistente a momentos (Hjelmstad y Popov, 1984). En un estudio realizado por Hjelmstad y Popov (1984) se muestra que para diferentes relaciones de altura - longitud ( $h/L$ ), y considerando una relación entre los momentos de inercia de la viga y columnas de 0.25 ( $I_b/I_c$ ) hay una variación en la rigidez relativa. Si la relación  $e/L$  está en el intervalo de 0.10 y 0.15, la rigidez del marco con contraventeo excéntrico es elevada, pero para magnitudes mayores de  $e/L$ , los contraventeos pierden efectividad y la rigidez lateral del marco tiene un decaimiento fuerte.

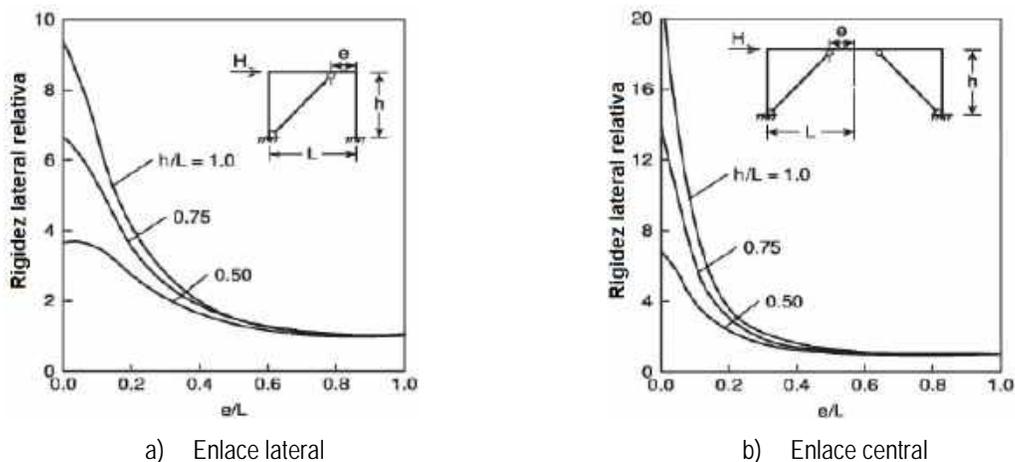


Figura 1.14 — Variación de la rigidez lateral relativa en función de  $e$  y del tipo de enlace (adaptada de Hjelmstad y Popov, 1984;  $I_b/I_c=0.25$ )

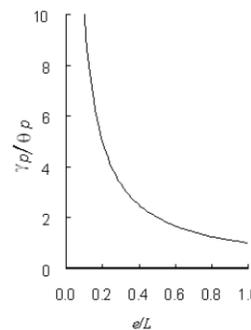
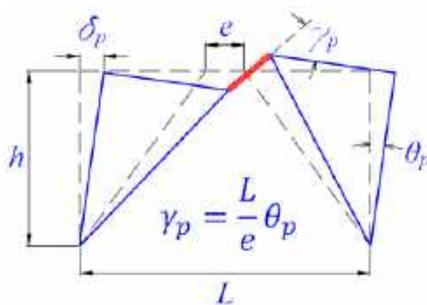
En la figura 1.14 se hace notar que la variación de la rigidez lateral relativa está en función de la relación  $e/L$ . La figura 1.14a muestra diferentes variaciones de la rigidez para un marco con enlace en el extremo y en la figura 1.14b se muestra para un enlace central. En ambas figuras las gráficas corresponden a relaciones  $h/L$  igual a 1.0, 0.75 y 0.50.

### 1.3.2 Deformación de la viga enlace

La deformación de la viga enlace es un parámetro de suma importancia en el diseño, ya que será necesario controlar los valores máximos de deformación ante un sismo de gran magnitud para garantizar el comportamiento adecuado del sistema estructural. La deformación inelástica de la viga enlace depende del ángulo de distorsión plástica  $\theta_p$ , de la longitud del claro del marco  $L$  y de la longitud de la viga enlace  $e$ . La ecuación 1.1 indica la demanda de rotación plástica.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \tag{Ecuación 1.1}$$

En la figura 1.15a se muestra el mecanismo de deformación plástica de una viga enlace central y en la figura 1.15b se hace notar que si la relación  $e/L$  disminuye, la demanda de rotación plástica en la viga enlace aumentará (siempre y cuando se tenga una sola una viga enlace en el marco).



a) Mecanismo de deformación plástica para determinar la rotación de la viga enlace

b) Variación de la rotación plástica en la viga enlace (adaptada de Fazard y Shil, 2001)

Figura 1.15 — Mecanismo de deformación y variación del ángulo de rotación plástica

### 1.3.3 Comportamiento estructural de la viga enlace

La viga enlace  $e$ , funciona como un tipo fusible que previene la aplicación de una fuerza excesiva en los contravientos, así como también su pandeo. La carga axial del contraviento se transmite a una columna y a la viga enlace en forma de cortante y momento, desarrollando deformaciones inelásticas durante varias cargas cíclicas, por lo que la energía se disipa en la viga enlace en lugar de que lo hagan los marcos rígidos y los contravientos. Por lo anterior, la viga enlace estará sometida a grandes esfuerzos de flexión y de cortante por efecto de las demandas sísmicas; la relación de ambos esfuerzos establecen el comportamiento de la viga enlace. En la figura 1.16a y 1.16b se muestran los diagramas de momento y cortante que se presenta en una viga enlace central y una viga enlace en extremo.

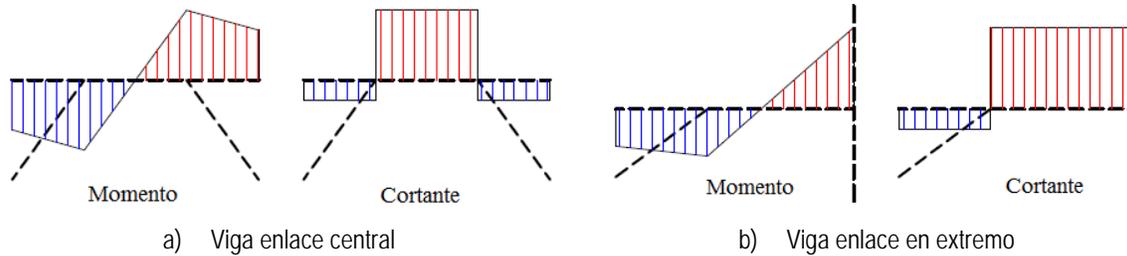


Figura 1.16 — Diagramas de momentos y cortantes en la viga enlace

La longitud de la viga enlace puede ser establecida de forma preliminar y estar en función del claro de la crujía del marco con contravientos excéntricos o de alguna de las dimensiones de la base de la estructura, es decir, se puede tomar preliminarmente como  $e = 0.15 \cdot L$  en ausencia de restricciones y para configuraciones de contravientos tipo Chevrón (Becker y Ishler, 1996); si se considera calcular preliminarmente la magnitud de la longitud de la viga enlace  $e$  con base en alguna dimensión de la base de la estructura (ancho o largo),  $e$  será igual al 5% de la dimensión máxima de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza lateral (UBC, 1997).

Con el objetivo de clasificar las vigas enlaces en relación con su comportamiento estructural, es necesario establecer una condición de equilibrio de fluencia cuando se generen simultáneamente articulaciones de flexión y cortante. La longitud de la viga enlace bajo esta condición queda definida por la ecuación 1.2:

$$e_0 = \frac{2M_p}{V_p} \quad \text{Ecuación 1.2}$$

donde,  $M_p$  es el momento plástico de la viga enlace y  $V_p$  es la resistencia a cortante correspondiente al estado límite de fluencia del alma, que son calculadas de la siguiente manera (AISC 341-10):

$$M_p = f_y Z \quad \text{Ecuación 1.3}$$

$$V_p = 0.6f_y(d - 2t_f)t_w \quad \text{Ecuación 1.4}$$

$t_f$  es el espesor del patín y  $t_w$  es el espesor del alma de la viga enlace. La ecuación 1.3 no considera el efecto de la carga axial que puede reducir la resistencia a cortante de la viga enlace.

En una viga enlace corta ( $e \leq e_0$ ) se formará una articulación por cortante mientras que, en una viga enlace larga o grande ( $e > e_0$ ) se presentarán articulaciones por flexión en ambos extremos de la viga enlace y la fuerza cortante queda definida por la ecuación 1.5.

$$V = \frac{2M_p}{e} \quad \text{Ecuación 1.5}$$

Debido a que las vigas “enlace” cortas con atiesadores pueden desarrollar una capacidad de cortante de  $1.5V_p$ , además de que se recomienda que el momento en los extremos no supere la magnitud de  $1.2M_p$  para evitar problemas por fractura bajo cargas cíclicas, se modifica la longitud de vigas “enlace” cortas con la ecuación 1.6 y para vigas enlace largas con la ecuación 1.7:

$$e_0 \leq \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad \text{Ecuación 1.6}$$

$$e_0 \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$$

Ecuación 1.7

Cuando la longitud de la viga enlace  $e$  se encuentre en el intervalo definido por las ecuaciones 1.6 y 1.7, el comportamiento de estas vigas será intermedio, es decir se presenta tanto fluencia por flexión y cortante. La clasificación de las vigas enlace se muestra en la figura 1.17 como se plantea en Fazard y Shi (2001). En la figura 1.17 se hace notar el diagrama de interacción  $M-V$ , cuyas variables son independientes. Es importante tener en cuenta que si se emplean vigas enlace más largas del tipo central o en extremo, la conexión soldada entre la viga enlace y la columna será sometida a momentos grandes y puede ser vulnerable a una fractura frágil, como se observó en estructuras de acero durante el terremoto de Northridge (1994).

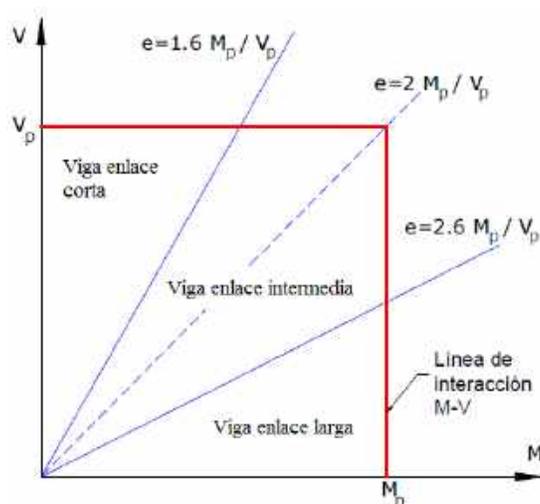


Figura 1.17 — Clasificación de las vigas enlace en función de su longitud

#### 1.4 Estudios recientes en marcos con contraventeo

Una de las principales premisas implícitas en el diseño de marcos dúctiles es que los mecanismos de colapso que se desarrollen concuerden con la forma de columna fuerte - viga débil - contraviento más débil. El RCDF-04 especifica que un edificio estructurado con marcos dúctiles contraventeados debe diseñarse, tomando en cuenta que, cada entrepiso de los marcos sean capaces de resistir (no considerando un sistema contraventado) al menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.

Diferentes investigaciones recientes como Lacerte y Tremblay (2006), Tapia y Tena (2011, 2013) y han puesto en evidencia que en diseños racionales, los modelos de edificios de acero contraventeados que fueron diseñados mediante los criterios de la reglamentación vigente, desarrollan mecanismos de colapso de piso suave caracterizados con articulaciones en los extremos de las columnas en los pisos intermedios.

En esta sección se discutirán los resultados de investigaciones recientes en marcos de acero contraventeados. Los estudios se subdividieron en:

- estudios sobre el comportamiento de marcos con contraventeo concéntrico,
- estudios sobre el comportamiento de marcos con contraventeo excéntrico y
- estudios relacionados con el factor de reducción por ductilidad y sobrerresistencia en estructuras de acero.

### 1.4.1 Marcos contraventeados concéntricamente

#### 1.4.1.1 Tapia y Tena (2013)

Los autores propusieron en el artículo, una metodología para establecer los requisitos mínimos para el diseño de marcos dúctiles de acero con contraviento concéntrico, de manera que concuerde con la premisa inicial de diseño, con una distribución adecuada de la respuesta inelástica en la altura y redistribuciones de cargas predecibles. La metodología propuesta consiste en una serie de pasos de análisis que, toman en cuenta todas las consideraciones de diseño y, en caso de que no se cumpla alguna, hay forma de retomar el diseño nuevamente y hacer las correcciones necesarias. De forma general, en la figura 1.18 de este trabajo se muestra un diagrama de flujo.

En el artículo, la metodología propuesta fue ejemplificada en un edificio de 14 niveles situado en suelo blando, conformado por 36 columnas en cada entrepiso con una separación de 7 m y cada entrepiso con una altura  $h$  igual a 3.50 m. El modelo estudiado tenía 5 crujiás en ambos sentidos con contravientos en sus dos direcciones principales, de manera que la planta de la estructura era de 35 m. Las secciones empleadas fueron vigas cajón con acero A-572 Grado 50, traveses con sección I de acero A-36 y los contravientos tipo chevrón de sección cajón con acero A-36, por lo que el  $f_y$  Columna = 3,515 kg/cm<sup>2</sup> y el  $f_y$  Traveses =  $f_y$  Diagonales = 2,530 kg/cm<sup>2</sup>. La relación de esbeltez resultó ser igual a  $H/B = 1.4$  y un periodo estructural aproximado de  $T = 1.12$  s (inciso B, figura 1.18). El análisis sísmico se realizó con base a las especificaciones de las NTCS-04 para la zona sísmica *IIIa* de la subzonificación de estas normas en su Apéndice A. En esta zona, el periodo fundamental del suelo  $T_s$  es igual a 1.05 s con periodos característicos  $T_a = 0.558$  y  $T_b = 1.35$ , un coeficiente sísmico  $c$  igual a 0.768, un coeficiente de aceleración del terreno  $a_0$  de 0.1825 y un cociente  $k = 0.95$ . El factor de comportamiento no lineal que resultó de aplicar la metodología propuesta fue  $Q = 2.333$  y un factor de sobrerresistencia  $R = 4.5$ .

Teniendo las secciones para la etapa de prediseño, en la investigación se realizó un análisis modal espectral en tres dimensiones conforme a los requisitos del Apéndice A de las NTCS-04. Las relaciones de trabajo de los elementos estructurales para cada nivel se muestran en la figura 1.19, donde se puede apreciar que ningún elemento superó el 80% de trabajo de acuerdo a las consideraciones especificadas en la metodología de Tapia y Tena (2013).

La investigación demuestra que los resultados que se obtuvieron en el modelo siguiendo el procedimiento de la figura 1.19; cumple con el diseño por capacidad propuesto dado que se tiene un comportamiento adecuado que se ajusta con la premisa de diseño columna fuerte - viga débil - contraviento más débil.

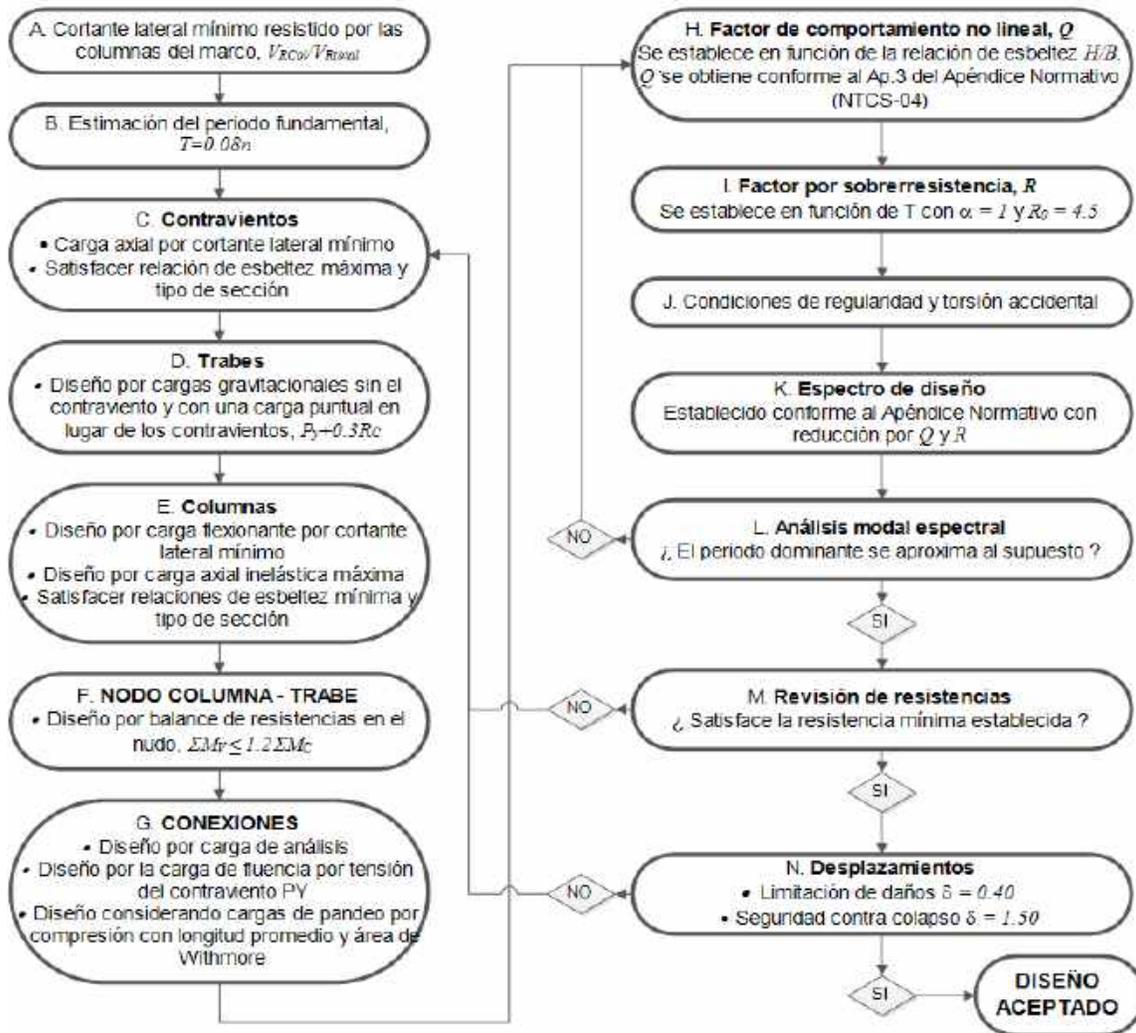


Figura 1.18 — Diagrama propuesto de análisis y diseño de marcos de acero dúctiles con contravientos concéntricos (adaptada de Tapia y Tena, 2013)

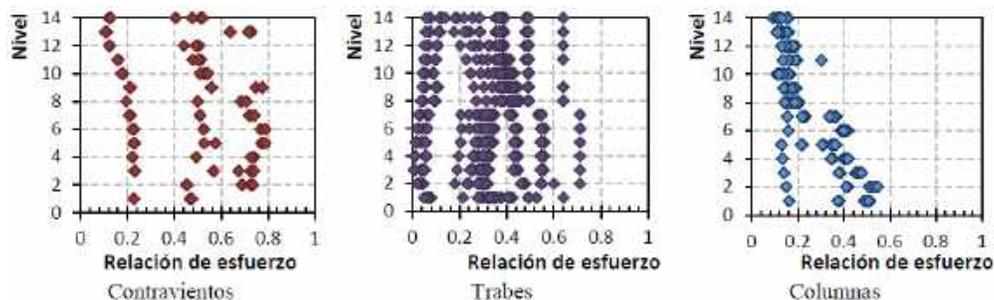


Figura 1.19 — Relaciones de trabajo de los elementos (adaptada de Tapia y Tena, 2013)

### 1.4.1.2 Tapia y Tena (2013a)

En este estudio se modelaron seis edificios regulares de acero contraventeados concéntricamente de 10, 14 y 18 niveles con configuraciones y características de construcción usados en el Distrito Federal. Estos modelos se diseñaron con el procedimiento del RCDF-04, con la premisa de mecanismo de falla columna fuerte - viga débil - contravento más débil. Se

realizaron análisis no lineales con el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.*, 2006), donde los modelos tenían una sobrerresistencia del material que se obtuvo, a partir un estudio de 290 certificados de laboratorio de perfiles existentes en el mercado mexicano.

El factor –de comportamiento  $Q$  que se propone en esta investigación se define con la ecuación 1.8, que establece que el aumento de la altura de los modelos conlleva una disminución de la ductilidad que puede desarrollar la edificación.

$$Si \begin{cases} \frac{H}{B} \leq 1 \\ 1 < \frac{H}{B} \leq 1.6 \\ 1.6 < \frac{H}{B} \end{cases} \begin{cases} Q = 3 \\ Q = 3 - \frac{5}{3} \left( \frac{H}{B} - 1 \right) \\ Q = 2 \end{cases} \quad \text{Ecuación 1.8}$$

El factor de sobrerresistencia  $R$  conforme a los resultados de esta investigación para un terreno con un periodo fundamental  $T_s = 1.05$  s en la subzona *IIIa* conlleva a un  $T_a = 0.558$  s, dichas magnitudes de los factores de sobrerresistencia se enuncian en la tabla 1.2 de los modelos analizados en Tapia y Tena (2013a).

En la tabla 1.2 se nota que el modelo con una relación  $H/B$  igual a 1.0, el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , así como la aportación mínima al cortante de las columnas coincide con lo establecido en las NTCS-04, sin embargo para relaciones  $H/B$  mayores de 1.0, el factor  $Q$  tiende a descender y la aportación mínima al cortante asciende.

Tabla 1.2 — Características de los modelos de estudio (adaptada de Tapia y Tena, 2013a)

Modelo	Periodo (seg)	Relación $H/B$	Aportación mínima al cortante de las columnas	Factor de comportamiento sísmico $Q$	Factor de comportamiento sísmico reducido $Q'$ (NTCS)	Factor por sobrerresistencia
<i>Ch10_56</i>	0.721	1.00	55.9%	3.00	3.052	4.50
<i>Ch14_61</i>	1.208	1.40	61.6%	2.33	2.368	4.50
<i>Ch18_69</i>	1.590	1.80	69.1%	2.00	2.030	4.50

Con los resultados que se obtuvieron en estos estudios, se hace notar que los edificios estudiados fueron capaces de desarrollar un comportamiento inelástico con una adecuada distribución en la altura y un mecanismo de colapso congruente con las premisas iniciales de diseño. Es decir, que ante una fuerza sísmica intensa, la energía se disipa inicialmente en los contravientos, luego en las trabes; de manera que en las columnas se presente poco daño, o en su caso, ningún tipo de daño.

De los 314 entrepisos que fueron estudiados en esta investigación, se obtuvo un promedio de las distorsiones al comienzo del comportamiento inelástico de 0.37%, que si se compara con la magnitud propuesta en las NTCS-04 para el límite de daños que es de 0.40%, los resultados coinciden con la revisión del estado límite de servicio. Respecto a la revisión de distorsiones contra colapso que es de 1.5% en las NTCS-04, los resultados satisfacen a todos los modelos, lo que demuestra que la deformación logra ser contralada con una mejor distribución de la respuesta inelástica en la altura.

### 1.4.1.3 Tapia y Tena (2011)

Un estudio realizado a marcos de acero con contraventeo tipo Chevrón sometido a cargas monotónicas crecientes en suelo blando de acuerdo al RCDF-04, dejó en evidencia que existe una relación entre el mecanismo de colapso con la altura de las estructuras; es decir, con la relación de esbeltez del edificio. Los estudios fueron derivados de 13 edificios regulares de acero con contraventeo concéntrico tipo Chevrón con alturas de 4 a 16 niveles. Los resultados de esta investigación demuestran que el mecanismo de colapso no concuerda con la premisa de diseño de este tipo de sistema estructural, que conforme a las NTCEM-04, los marcos dúctiles contraventeados concéntricamente tendrán la capacidad de disipar energía mediante la fluencia de las diagonales (columna fuerte – viga débil – contraviento más débil). El estudio en Tapia y Tena (2011) deja en evidencia la relación que existe entre el mecanismo desarrollado y la relación de esbeltez del edificio, y que no se considera en los reglamentos vigentes.

Para definir la contribución lateral al cortante resistente mínimo que deben aportar las columnas del marco en relación al sistema de contravientos y con el propósito de obtener un mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil, los autores propone una ecuación que define dicha contribución. La ecuación está en función de la relación de esbeltez y de los esfuerzos de fluencia de las columnas y de los contravientos, conforme se estable la ecuación 1.9. En la figura 1.20 se muestra el porcentaje de contribución al cortante lateral resistente en función de la relación de esbeltez de la estructura, a mayor relación de esbeltez la contribución del cortante aumenta.

$$\frac{V_{R\text{ Columna}}}{V_{\text{Total}}} = 0.50 + 0.05 \frac{H}{B} \sqrt{\frac{f_{y\text{ Columna}}}{f_{y\text{ Diagonal}}}} \quad \text{Ecuación 1.9}$$

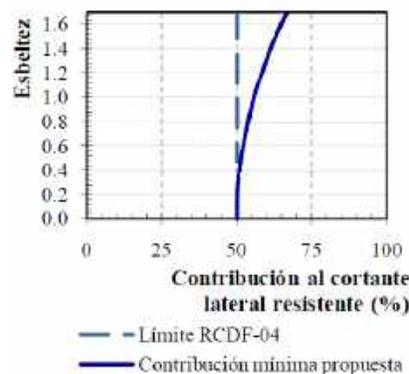


Figura 1.20 — Propuesta de la contribución mínima al cortante lateral resistente de las columnas (adaptada de Tapia y Tena, 2011)

En el estudio que desarrollaron Tapia y Tena (2011) se consideró un factor de reducción  $Q=3$  para los 13 edificios estudiados, cuyos edificios van desde cuatro hasta los 16 niveles. En la figura 1.21 se compara el factor de reducción  $Q$  con los límites establecidos en las NTCS-04 y con el MOC-08 los factores de reducción  $Q$  obtenidos en los modelos estudiados en Tapia y Tena 2011. Una importante observación es que la ductilidad que pueden desarrollar los edificios depende de la esbeltez de la estructura. Así mismo se hace notar que para relaciones de esbeltez menores de 1.0, los resultados del estudio coinciden con los reglamentos mexicanos mencionados.

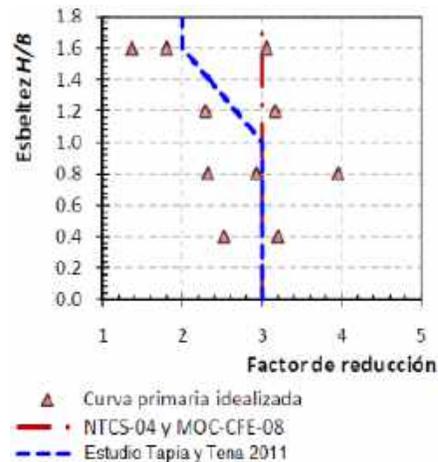


Figura 1.21 — Estudio de comparación de las ductilidades de los modelos con los reglamentos NTCS-04 y MOC-08 (adaptada de Tapia y Tena, 2011)

Respecto a la sobrerresistencia que desarrollaron los modelos se observó que fueron mayores a las establecidas en los reglamentos mexicanos (NTCS-04 y el MOC-08). Así, con base en los resultados, los modelos de baja y mediana altura desarrollan una magnitud de sobrerresistencia igual a  $R= 5.5$ , y conforme aumenta la altura de los modelos, la sobrerresistencia disminuye hasta  $R= 4.5$  como se muestra en la figura 1.22, donde se comparan la sobrerresistencia del estudio de Tapia y Tena 2011 con las NTCS-04 y el MOC-08 en función del periodo característico  $T_a$ .

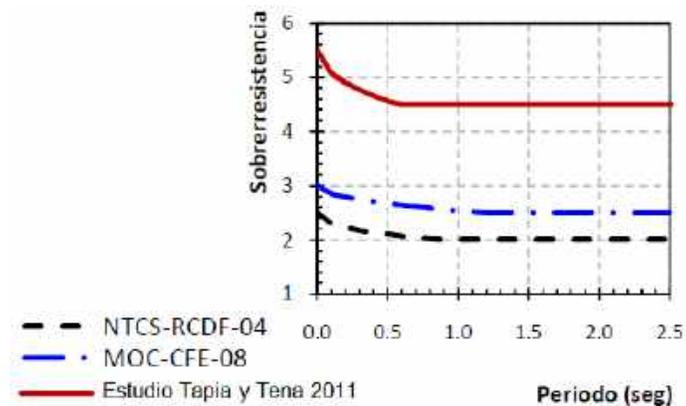


Figura 1.22 — Propuesta del factor de sobrerresistencia comparado con el criterio de las NTCS-04 y MOC-08 (adaptada de Tapia y Tena, 2011)

#### 1.4.1.4 Lacerte y Tremblay (2006)

En 2006, Lacerte y Tremblay (2006) estudiaron la respuesta inelástica de edificios con marcos de acero con contravientos concéntricos en forma de cruz. Los modelos fueron diseñados con el Reglamento Canadiense (CNBC-05 y CSA-06). Los resultados del estudio dejaron en evidencia que los marcos con contravientos en cruz con más de 8 niveles, experimentan deformaciones inelásticas significativas, que pueden guiar a un colapso por inestabilidad estructural.

## 1.4.2 Marcos contraventeados excéntricamente

### 1.4.2.1 Kuşyılmaz y Topkaya (2013)

Se trata de un estudio analítico que evalúa la sobrerresistencia que desarrollan los marcos de acero con contraventeo excéntrico. El estudio contempla varios modelos de un edificio de acero tipo destinado para uso de oficinas de sección regular cuadrada con un área de  $900 \text{ m}^2$ . El modelo consta de tres crujiás en ambos sentidos, con marcos con contravientos excéntricos en los extremos con una viga enlace en la parte central de las vigas.

El número de niveles de los edificios estudiados varía de 3 a 15 niveles, la longitud del enlace se definió en proporción a la longitud del claro, es decir  $e/L$ , donde  $L$  es el claro entre las columnas de las crujiás contraventeadas y  $e$  es la longitud de la viga enlace. En los análisis estas relaciones variaron de 0.10, 0.15, 0.20, 0.25 y 0.30. Se consideraron claros entre columnas  $L$  de las crujiás contraventeadas de 8, 10, 12, y 14 m. La altura de los entrepisos fue constante de 4 m. En el estudio los elementos estructurales se modelaron con acero A992.

En la investigación, el diseño estructural se basó en las recomendaciones de tres códigos americanos: Diseño por Cargas Mínimas para Edificios y otras Estructuras (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-10, 2010), Especificaciones para el Diseño de Edificios de Acero (*Specification for Structural Steel Buildings*, AISC 360-05, 2005) y sus Provisiones Sísmicas para el Diseño de Edificios de Acero (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC 341-05, 2005). En la figura 1.23 se muestra la vista lateral y la planta del edificio de estudio, se hace notar las dimensiones en variables tanto en la vista lateral como en la planta.

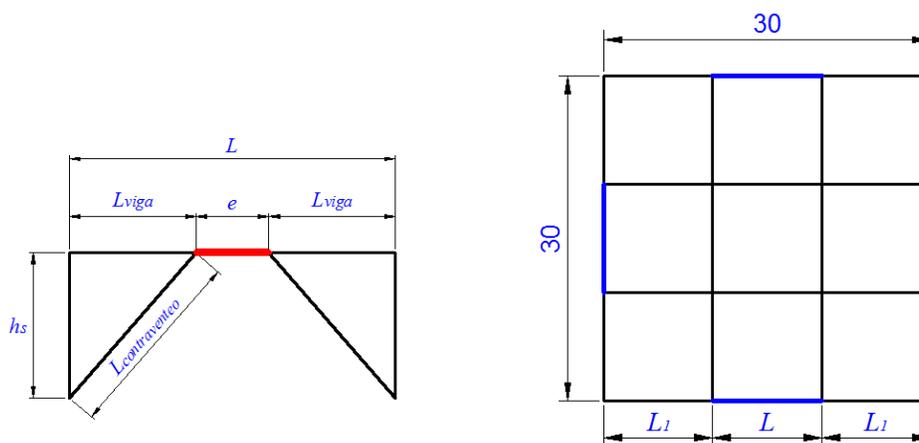


Figura 1.23 — Vista lateral y planta del edificio estudiado en Kuşyılmaz y Topkaya (2013)

Los edificios fueron considerados que se ubicarían en distintas zonas geográficas y clases de sitios con el fin de tener en cuenta el riesgo sísmico; por lo que se tomaron en consideración un total de 16 provincias de Estados Unidos. Los modelos fueron analizados mediante análisis estáticos no lineales con las consideraciones del ASCE 7-10 ante cargas estáticas monotónicas crecientes. El programa empleado fue el *FedeasLab* (Filippou, 2001).

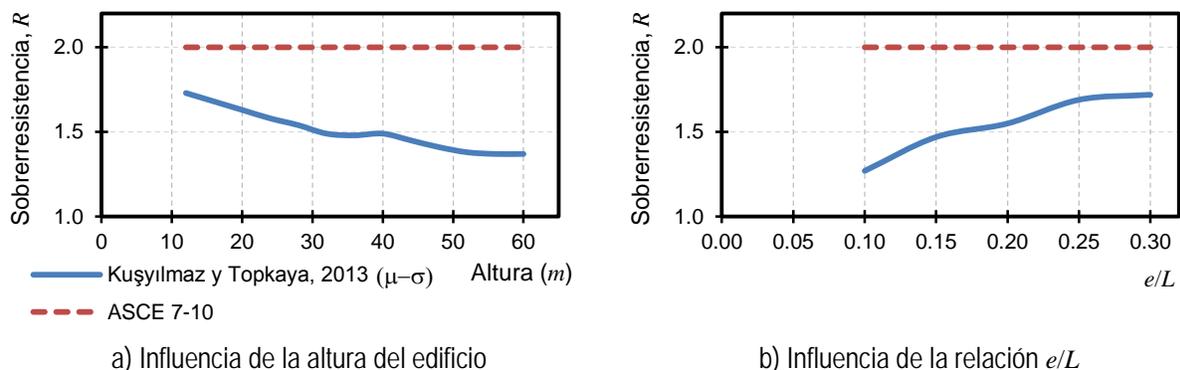
Los resultados obtenidos de este estudio se muestran en la tabla 1.3 en el que se hace notar la influencia que tiene la relación  $e/L$  así como la altura y la longitud total del marco con contraviento excéntrico. En la tabla 1.3, se enuncian las magnitudes máximas, mínimas, la desviación estándar y la media de la sobrerresistencia obtenidas en el estudio para cada relación

de estudio. En la figura 1.24a se muestra la influencia que tiene el factor de sobrerresistencia respecto a la altura de la estructura y en la figura 1.24b muestra cómo influye la relación  $e/L$  en el factor de sobrerresistencia. En ambas figuras se grafica la media muestral menos una desviación estándar ( $\mu-\sigma$ ) de la tabla 1.3.

Así, en ambas figuras se comprara con el factor de sobrerresistencia establecido en el ASCE 7-10. En la figura 1.24a a medida que va aumentando la altura del edificio el factor de sobrerresistencia va disminuyendo. Por otra parte, en la figura 1.24b se muestra que conforme aumenta la relación  $e/L$ , la sobrerresistencia va creciendo, pero se puede notar que a partir de  $e/L=0.25$ , el valor de sobrerresistencia aumenta de manera muy insignificante, esto es natural en el comportamiento, ya que conforme la relación  $e/L$  se incrementa, el marco se hace más flexible y las restricciones de deflexión y rotación del enlace en el diseño llega a ser mucho más marcado. La influencia que tiene el ancho que hay entre las columnas donde se encuentran ubicados los contraventeos, a mayor longitud el factor de sobrerresistencia va aumentando, aquí debe de verse limitado a 14 para que las otras dos crujías tuvieran el resto de la longitud de edificio.

**Tabla 1.3 — Análisis estadístico de la magnitud de la sobrerresistencia**  
(Kuşyılmaz y Topkaya, 2013)

	Media ( $\mu$ )	Desviación Estándar ( $\sigma$ )	Máximo	Mínimo	$\mu-\sigma$
$e/L=0.10$	1.96	0.69	5.26	1.16	1.27
$e/L=0.15$	2.19	0.72	4.76	1.18	1.47
$e/L=0.20$	2.47	0.92	6.01	1.2	1.55
$e/L=0.25$	2.58	0.89	5.66	1.22	1.69
$e/L=0.30$	2.57	0.85	5.38	1.2	1.72
$h_n=12$ m	2.59	0.86	5.26	1.16	1.72
$h_n=20$ m	2.47	0.84	4.61	1.17	1.63
$h_n=28$ m	2.39	0.85	4.76	1.22	1.54
$h_n=32$ m	2.35	0.86	4.89	1.22	1.49
$h_n=40$ m	2.33	0.84	5.35	1.21	1.49
$h_n=48$ m	2.26	0.85	5.8	1.18	1.41
$h_n=52$ m	2.23	0.85	6.01	1.19	1.38
$h_n=60$ m	2.21	0.84	5.66	1.19	1.37



**Figura 1.24 — Influencia de las características principales de los marcos en el factor de sobrerresistencia en Kuşyılmaz y Topkaya (2013)**

Conforme a la tabla 1.3, para cada relación  $e/L$  y de  $h_n$  se calcula la media menos su desviación estándar ( $\mu - \sigma$ ) y se obtiene la media muestral de esta relación. Finalmente, se determina la magnitud de la sobrerresistencia del estudio de Kuşyılmaz y Topkaya (2013) que es igual  $\mu_R = \mu_i - \sigma_i = 1.517$ , inferior al que se recomienda en el ASCE 7-10 que es igual a 2.

#### 1.4.2.2 Gascón (2011)

Gascón (2011) desarrolló un trabajo con base en el estudio del comportamiento de edificios de acero de 3, 6 y 12 niveles estructurados con marcos contraventeados excéntricamente. Los modelos de 3 y 6 niveles se diseñaron con un factor de ductilidad  $Q$  de 2 y 4, y el modelo de 12 niveles con  $Q$  igual a 4. Todos los modelos fueron sometidos a análisis no lineales (estáticos y dinámicos). Para los análisis dinámicos se utilizaron acelerogramas de sismos mexicanos y los sismos de Northridge 1994, Kobe 1995, Chichi 1999 y Chile 2010.

En la tabla 1.4 se muestra la información de las estaciones acelerográficas de los acelerogramas mexicanos utilizados en Gascón (2011) de lo que se hace notar la aceleración máxima así como el tipo de suelo donde se ubica la estación acelerográfica.

Tabla 1.4 — Estaciones y acelerogramas empleados en Gascón (2011) (Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, Volumen 2)

Nombre de la estación	Clave de la estación	Acelerograma	Aceleración Máxima (cm/seg <sup>2</sup> )	Fecha	Tipo de suelo	Long.	Lat.
Caleta de campos	CALE	CALE9701	400.07	11-Ene-97	Roca	102.755	18.073
Termoeléctrica Manz. Col.	MZ01	MZ109510	384.29	09-Oct-95	Campo libre	104.340	19.070
Delta	DELS	DELS7901	343.64	26-Ene-79	Sedimentos (aluvión)	115.187	32.355
Sicartsa caseta	SICC	SICC7903	309.61	14-Mar-79	-	102.200	17.933
Sicartsa caseta	SICC	SICC8110	261.98	24-Oct-81	-	102.200	17.933
Zacatula	ZACA	ZACA8509	260.90	19-Sep-85	Arcilla compacta	102.178	18.009
Chilpancingo	CHI1	CHI18591	158.4	19-Sep-85	Roca	99.500	17.553
SCT B-1	SCT1	SCT85	167.10	19-Sep-85	Arcilla	99.1470	19.3930
Tláhuac Bombas	TLHB	THLB8591	152.10	19-sep-85	Arcilla	99.008	19.279
-	CPE045	-	82.60	-	-	-	-

De las estaciones acelerográficas mostradas en la tabla 1.4, las estaciones SCT B-1 y Tláhuac Bombas se encuentran ubicadas en la Zona III de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México de las NTCS-04.

En la figura 1.25 se muestra la ubicación de las estaciones SCT B-1 y Tláhuac Bombas en el mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México (Atlas Nacional de Riesgos). Con base en la figura 1.25 y en la tabla 1.3, en el estudio de Gascón (2011) solo se consideraron dos estaciones acelerográficas ubicadas en la zona del lago de la Ciudad de México (ambas ubicadas en la subzona IIIb).

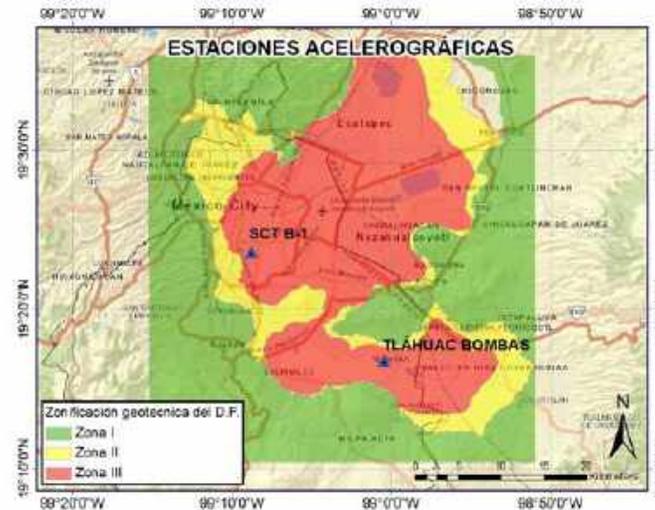


Figura 1.25 — Ubicación de estaciones acelerográficas ubicadas en la Ciudad de México en el estudio de Gascón (2011)

Así, en Gascón (2011) se propone la existencia de tres variables importantes en el diseño de un marco con contravientos excéntricos, que son: a) la configuración del sistema del contraviento, b) la longitud de la viga eslabón (viga enlace  $e$  para este estudio) y finalmente, c) las características de la sección de la viga eslabón. En el estudio se presenta la configuración de los marcos regulares de acero con contravientos excéntricos. Las vigas, columnas y vigas eslabón fueron secciones IR (W), mientras que los contravientos fueron secciones tubulares OR (HSS).

Los marcos presentan contravientos excéntricos en un extremo de la viga en el sentido largo y contraviento excéntrico central en el sentido corto. Para el diseño de los edificios se utilizaron las Provisiones para diseño por Sismo del AISC, Capítulo 15, Marcos Contraventeados Excéntricos (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chapter 15 Eccentrically Braced Frames, AISC, 2009*). Para obtener las fuerzas sísmicas para el análisis elástico no lineal, el autor empleó el espectro de diseño de las NTCS-04 para la zona sísmica *IIIb*.

En la tabla 1.5 se presenta un resumen de las dimensiones de largo y ancho así como de la relación  $e/L$  para cada estructura empleada en el estudio de Gascón (2011). También se hace notar el dimensionamiento de las vigas enlace; para la dirección  $x$ , la viga enlace es de tipo extremo (figura 1.13b) y en la dirección  $y$ , la viga enlace es de tipo central (figura 1.13a). Por otra parte, en la tabla 1.5 se muestra que para cada estructura se empleó un valor diferente de  $e$  y  $L$ , por ende la relación  $e/L$  también fue diferente. Estas diferencias pueden ser notables al realizar comparaciones entre los comportamientos de las estructuras.

Tabla 1.5 — Dimensionamiento para los edificios propuestos en Gascón (2011)

Número de niveles	Factor de ductilidad $Q$	Largo (mm)	Ancho (mm)	Relación largo/ancho	$L_x$ (mm)	$L_y$ (mm)	$e_x$ (mm)	$e_y$ (mm)	$e_x/L_x$	$e_y/L_y$
3	4	2,600	2,250	1.155	650	750	100	110	0.153	0.146
6	4	2,800	2,400	1.166	700	800	120	100	0.171	0.125
12	4	2,600	2,250	1.155	650	750	120	100	0.184	0.133
3	2	2,600	2,250	1.155	650	750	100	110	0.153	0.146
6	2	2,800	2,400	1.166	700	800	120	100	0.171	0.125

De los modelos analizados en Gascón (2011), el edificio de 12 niveles diseñado con un factor de ductilidad de  $Q=4$  presentó un mayor ángulo de rotación plástica superior al permisible que es de 0.08 rad, la magnitud que se obtuvo fue de 0.0933 rad, es decir un 17% arriba; por lo que el autor concluye que a una mayor longitud de la viga enlace será menor el ángulo de rotación plástica.

Para conocer el comportamiento de los modelos ante análisis estáticos no lineales se limitó la distorsión máxima permitida por las NTCS-04 que es de  $\delta=0.02$  y para conocer el comportamiento de los edificios ante un desplazamiento mayor, los autores proponen una distorsión de  $\delta=0.037$ . Para cada nivel de distorsión fueron aplicadas tres tipos de distribuciones de carga: a) constante; b) distribución lineal y; c) parabólica.

Para la distorsión de  $\delta=0.02$ , los resultados evidenciaron que ninguno de los edificios (3, 6 y 12 niveles) alcanzó la magnitud del factor de  $Q=4$  con el que fueron diseñados, sino por el contrario, obtuvieron magnitudes menores de 4, con un máximo de 3. Otro resultado interesante es que las vigas eslabón llegaron a la plastificación por cortante como se habían diseñado. Los edificios de 3 y 6 niveles que fueron diseñados con  $Q=2$  desarrollaron magnitudes de ductilidad de 5 y 4 respectivamente. Las magnitudes de sobrerresistencia para los edificios diseñados con  $Q=4$  estuvieron en el intervalo de  $R=1.44$  y  $R=2.41$ , y para los edificios diseñados con  $Q=2$ , las magnitudes de sobrerresistencia variaron de 1.66 a 2.48. Para la distorsión de  $\delta=0.037$ , los edificios diseñados con  $Q=4$  desarrollaron magnitudes de ductilidad en un intervalo de 3.19 a 5.88 y magnitudes de sobrerresistencia en un intervalo de  $R=2.06$  a  $R=3.55$ . Con un comportamiento similar, los edificios diseñados con  $Q=2$  desarrollaron magnitudes de ductilidad y sobrerresistencia en intervalos de 3.99 a 7.49 y 1.91 a 2.73 respectivamente. En los edificios, que se les permitió desarrollar una distorsión de  $\delta=0.037$ , las articulaciones plásticas se presentaron en las vigas eslabón así como en columnas y vigas de los marcos sin contravientos.

Los resultados de los análisis dinámicos no lineales evidenciaron que en los modelos de 3 niveles (diseñados con  $Q$  igual a 4 y 2) se llegaron a formar articulaciones plásticas en las vigas eslabón por cortante. Para los marcos con 6 niveles diseñados con un factor de ductilidad  $Q=4$ , solamente las vigas eslabón se plastificaron por cortante, sin embargo, los marcos diseñados con  $Q=2$  se presentaron plastificaciones en las bases de las columnas. El modelo con 12 niveles diseñado con  $Q=4$ , las articulaciones plásticas se generaron tanto en las vigas eslabón como en las columnas y vigas de los marcos.

Finalmente, los autores hacen algunas recomendaciones para el diseño de la viga eslabón, así como las columnas, vigas y contravientos, con base en los resultados obtenidos en su estudio así como en las disposiciones que se establecen en los comentarios de las Provisiones de Sismo del AISC 2005.

### 1.4.2.3 Hamid (2011)

El estudio desarrollado por Hamid (2011) utilizó elementos finitos (*finite element method*, FEM) mediante uso del programa ANSYS (Swanson Analysis Systems, Inc) para estudiar los modelos. Se analizó sólo un marco de un nivel con un claro  $L=5$  m y altura  $h=3$  m. En la figura 1.26 se muestra el modelo estudiado en ANSYS, cuyo modelo fue diseñado de manera que no se presente el pandeo en los contravientos ni la falla de las columnas, la falla se presentará en la viga enlace  $e$ .

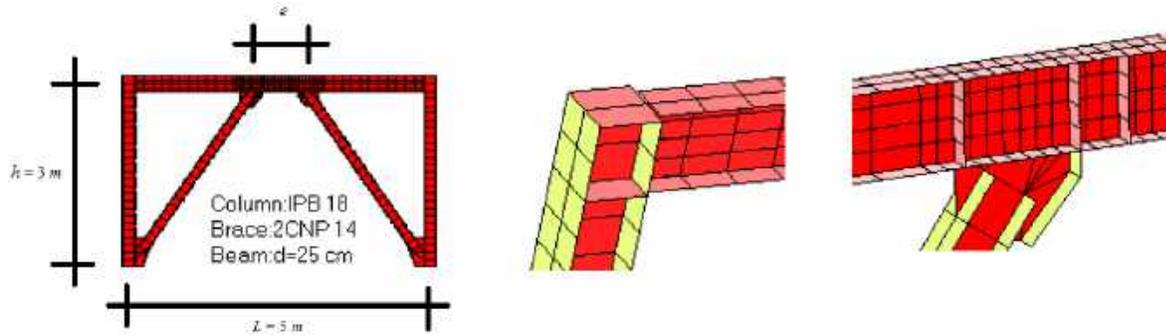


Figura 1.26 — Modelo y detalle de las conexiones (adaptada de Hamid, 2011)

En una prueba desarrollada con una longitud de la viga enlace  $e = 60$  cm se observó, que ante el aumento gradual de cargas laterales, un punto crítico son las conexiones entre los patines de la viga, ya que el esfuerzo disminuye gradualmente desde el punto de conexión de los contravientos con los patines hacia el centro de la viga enlace en donde estas ubicados los atiesadores. Los atiesadores provocaron los siguientes efectos una vez que la viga enlace fluyó:

- Evitó que el pandeo del alma de la viga enlace se diera de manera repentina
- Aumento en la resistencia del alma de la viga enlace ante el incremento de cargas
- Aumento de la rigidez plástica del marco
- Prevención de falla frágil y repentina de la viga enlace

Para conocer el comportamiento de la viga enlace de longitud  $e = 60$  cm, se varió el espesor de los atiesadores  $t_s$  de 0.60 a 2.40 cm, dando como resultado un mejor comportamiento del marco ante desplazamientos al aumentar el espesor de los atiesadores, esto debido a que los atiesadores inducen una mejor conexión y las deformaciones se reducen en el alma de la viga enlace.

En la figura 1.27 se hace notar la relación que tienen la ductilidad  $\mu$  y la sobrerresistencia del marco para diferentes valores de separación de los atiesadores  $a$ , con un espesor del alma del enlace de  $t_w = 0.5$  cm y un espesor de los patines de  $t_f = 1.0$  cm. Desde el punto de vista del autor, en la figura 1.27 se muestra que para obtener las magnitudes máximas de ductilidad y sobrerresistencia se requieren de espesores menores en los atiesadores para las diferentes separaciones mostradas. El estudio incluyó modelos con variaciones en el espesor del alma entre 0.30 hasta 0.90 cm y modelos con vigas cuyos patines variaban entre de 0.80 cm a 1.40 cm. El aumento del espesor de la placa del alma controló los desplazamientos de fluencia, de manera que la capacidad de fluencia se incrementó con una rigidez constante.

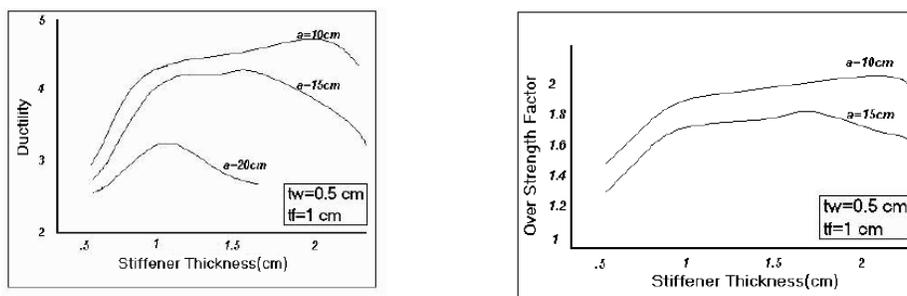


Figura 1.27 — Relación entre la ductilidad y sobrerresistencia desarrolladas en función del espesor de los atiesadores (adaptada de Hamid, 2011)

Por esta razón, la reducción en el espesor de la placa del alma ocasiona que la viga absorba más energía, lo que permite que la ductilidad y la sobrerresistencia aumenten. El estudio señala que si se aumenta el espesor del patín, la rigidez del marco aumenta, pese a que la fuerza de deformación permanece constante.

Esto ocasiona que la sobrerresistencia aumente linealmente como se hace notar en la figura 1.28, donde se muestran la relación de la sobrerresistencia en función del espesor del alma y del espesor del patín para atiesadores con espesor de  $t_s = 1.0$  y una separación entre atiesadores de  $a = 15$  cm; se consideró además un espesor del alma de la viga enlace de  $t_w = 0.5$  cm.

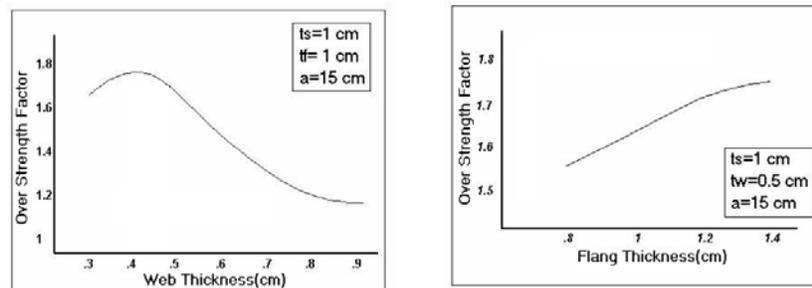


Figura 1.28 — Relación entre la sobrerresistencia y el espesor del alma así como el espesor del patín (adaptada de Hamid, 2011)

#### 1.4.2.4 Koboevic y Olivia (2010)

Koboevic y Olivia (2010) realizaron un estudio analítico para investigar el comportamiento sísmico de seis edificios de 14, 20 y 25 niveles estructurados con marcos de acero con contravientos excéntricos tipo Chevrón con vigas enlace a cortante ubicados en las ciudades de Montreal y Vancouver, Canadá. Para los seis edificios considerados en el estudio, la longitud de la viga enlace  $e = 0.80$  m y la longitud de la crujía de los marcos con contravientos es de  $L = 9.0$  m, dando como resultado una relación  $e/L = 0.089$ . La respuesta sísmica de los marcos estudiados corresponde al uso de análisis no lineales en la historia del tiempo para 20 registros sísmicos de Vancouver y 10 para Montreal. La filosofía de diseño considerada en el estudio corresponde al CNBC-05 y a las normas CSA-06. Los marcos fueron diseñados con factores de modificación de las fuerzas sísmicas de, ductilidad  $R_d = 4.0$  y sobrerresistencia  $R_o = 1.5$  (CNBC-05). La diferencia del peso de los edificios de los tres niveles para Vancouver como para Montreal no vario significativamente, sin embargo el cortante basal de los edificios ubicados en Vancouver era más del doble respecto a los edificios considerados en Montreal.

Los resultados evidenciaron que la disipación de energía no fue uniforme en todos los niveles de los edificios, ya que las vigas enlace de los niveles superiores e inferiores fluyeron por cortante. Los autores hacen notar que en otro estudio reciente (Rozon, 2009) se observó el mismo comportamiento de disipación de energía, es decir, solo las vigas enlace de los niveles superiores e inferiores fluyen en un edificio de ocho niveles, atribuyendo este efecto a la influencia de los modos superiores. Adicionalmente, para los edificios ubicados en Vancouver, las fuerzas por cortante en las vigas enlace excedieron los valores anticipados en el diseño en los niveles superiores. Las demandas de rotación inelástica por cortante fueron más grandes en los marcos ubicados en Vancouver comparados con las demandas de los marcos ubicados en Montreal. La norma de acero canadiense (CSA-06) limita el ángulo de rotación plástica a  $\gamma_p = 0.08$  rad, los marcos que estaban ubicados en Vancouver excedieron este margen por muy poco. Sin embargo, los resultados obtenidos para un análisis al 84 percentil de los registros sísmicos,

superaron los límites de diseño, por lo que algún registro de aceleración de los empleados en el estudio pudo imponer una demanda inelástica alta a las vigas enlace.

Como era de esperarse, los elementos estructurales de los marcos fuera de las vigas enlace (columnas, vigas y contravientos) tuvieron un comportamiento elástico. Los autores determinan que, debido a que el comportamiento de los marcos fue satisfactorio, no es necesario limitar la altura de los marcos con contravientos excéntricos para las demandas sísmicas de los sitios examinados, sin embargo, el estudio revela que conforme se va aumentando la altura, la eficiencia de los marcos va decreciendo por lo que se recomienda emplear otro sistema estructural más apropiado.

#### **1.4.2.5 Okazaki *et al.* (2009)**

Okazaki *et al.* (2009) llevaron a cabo un estudio experimental con base en el comportamiento de la conexión viga enlace – columna en marcos con contravientos excéntricos. Se probaron 24 tipos de conexiones viga enlace – columna de escala real bajo cargas cíclicas variando el tipo de conexión, longitud de la viga enlace así como su sección y método de carga cíclica. El tipo de conexión establecía la forma en cómo se conectaba la viga enlace con la columna, en total fueron 6 tipos de conexiones y en cada una de ellas se varió la longitud de la viga enlace ( $e = 653, 980, 1270$  y  $1905$  mm) teniendo como objetivo definir una muestra de vigas enlace que pertenezcan a los grupos de vigas enlace cortas, intermedias y largas. El método de carga cíclica empleado está establecido en el Apéndice S de las previsiones sísmicas del AISC. En este estudio se emplearon dos versiones del AISC, 2002 y 2005; ya que las previsiones sísmicas del AISC 2002 “castigan” más a las vigas enlace a cortante, mientras que las versiones 2002 y 2005 son muy similares con respecto a las vigas enlace a flexión.

Los resultados obtenidos en el estudio dejaron en evidencia que la mayoría de las conexiones presentaron fallas por fracturas en el patín de la viga enlace. Otro tipo de daño que se presentó fue la fractura del alma de la viga enlace y en algunas especímenes fractura en la soldadura de la conexión viga enlace – columna. Los autores determinan que las conexiones viga enlace – columna son susceptibles a que se presente una fractura en el patín que se conecta a la columna, esto sin importar la longitud de la viga enlace.

Con los resultados de los especímenes de conexión viga enlace – columna, se proponen dos nuevos tipos de conexión mejorando principalmente la soldadura entre la columna y la viga enlace, obteniendo un mejor comportamiento ante cargas cíclicas. Aunque el único inconveniente es que este tipo de conexión debe ejecutarse en taller y si es una conexión de grandes dimensiones, se puede presentar el problema del traslado y montaje en obra.

#### **1.4.2.6 Dubina *et al.* (2008)**

Dubina *et al.* (2008) basado en pruebas experimentales estudiaron el comportamiento sísmico de marcos contraventeados excéntricamente con vigas enlace desmontables con conexión atornillada de placa al ras. El uso de vigas enlace desmontables evitan deformaciones inelásticas en elementos estructurales externos, así mismo, permite la sustitución y reparación del elemento estructural dañado ante la ocurrencia de un sismo.

En el estudio consideran que las vigas enlace desmontables son parte de un modelo de edificio de acero estructurado con marcos contraventeados excéntricamente. El modelo tiene tres claros y 5 niveles. La longitud de los claros es de 5 metros y la altura de los entresijos es de 4 metros para el primer entresijo y de 3.5 metros para el resto. El sistema de contravientos se sitúa

en el claro central del edificio. Las longitudes de la viga enlace fueron de 700, 600, 500 y 400 mm, sin embargo para considerar los esfuerzos generados en la conexión y evitar daños externos de la viga enlace, las longitudes de las vigas enlace desmontables se reducen 100 mm. Las vigas enlace fueron sometidas a tres tipos de cargas: una carga monótona y dos cargas cíclicas. Otro parámetro a considerar fue la separación de los atiesadores, lo que está en función del espesor del alma  $t_w$ , así como de la altura de la viga  $h$ . En este estudio se emplearon dos tipos de separaciones que se establecen en el AISC 2005. Cada separación está relacionada con un ángulo de rotación, la primera separación es  $30t_w-h/5$  con una capacidad de rotación de 0.08 rad; la segunda separación es  $52t_w-h/5$  con una capacidad de rotación de 0.02 rad. Finalmente, se emplearon tornillos pretensados para la conexión viga enlace desmontable y viga principal. El criterio de pretensado quedó en función del tipo de carga, para la carga monótona se pretensaron los tornillos al 100%, y para las dos cargas cíclicas, un caso fue tornillos pretensados al 100% y un segundo al 50%. En total fueron ensayados 24 especímenes de viga enlace desmontable.

Los parámetros sísmicos considerados en el estudio corresponden al Eurocódigo 8 (1994, 2003) Parte 1, que son: aceleración máxima del terreno de 0.35g, terreno firme, factor de comportamiento sísmico  $q=5.5$  y una distorsión de entrepiso de  $\delta=0.006$ .

Las vigas enlaces de 600 y 500 mm presentaron fallas principalmente en las conexiones (fractura de tornillos y deformaciones en las placas de conexión). Los dos tipos de falla que se presentó en los tornillos fueron: a) barrido de la rosca (falla dúctil) y b) fractura del vástago del tornillo (falla frágil). En la figura 1.29a se muestra una viga enlace de longitud de 500 mm donde la falla se produjo por la fractura de los tornillos en los extremo, así como por el pandeo del alma. En las vigas enlace con longitud efectiva de 400 y 300 mm se presentaron fallas principalmente en la viga enlace, ya sea por la fluencia o fractura del alma. En la figura 1.29b se hace notar la fractura del alma de una viga de enlace de 300 mm.



a) Falla en la conexión de una viga enlace de 500 mm de longitud



b) Fractura en el alma de la viga enlace con longitud de 300 mm

**Figura 1.29 — Daños observados en las pruebas de vigas enlace de diferentes longitudes en Dubina *et al.* (2008)**

Las pruebas experimentales demostraron que existe una excelente capacidad de deformación plástica bajo cargas cíclicas y modos de falla dúctiles. Para evitar daños en la conexión viga enlace y viga principal, los autores recomiendan el uso de vigas enlace cortas. Las deformaciones que se pueden presentar en este tipo de conexiones son: por cortante, por flexión,

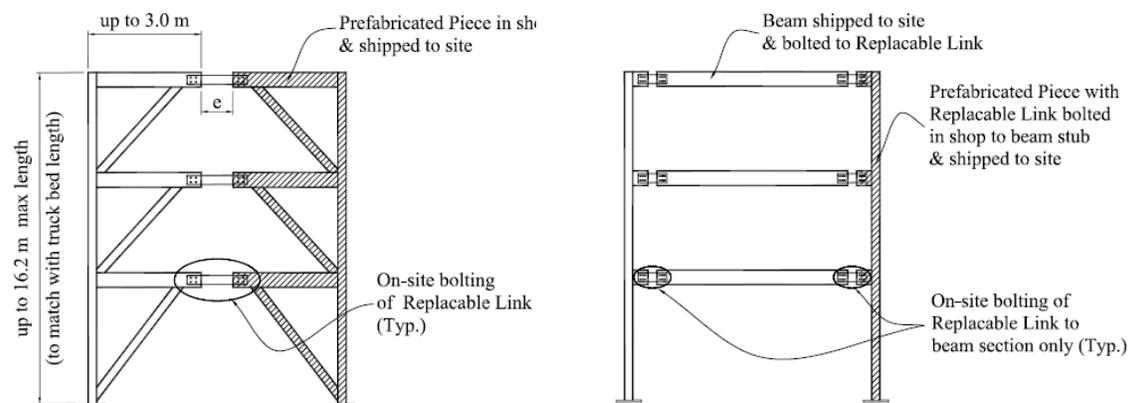
por rotación de la placa de conexión y por deslizamiento progresivo de tornillos. Una forma para darse cuenta de este tipo de efectos es considerar una rigidez equivalente de la viga enlace, ya que la rigidez promedio para vigas enlace desmontables es un 25% menor respecto a la rigidez de una viga enlace convencional.

Marcos con contravientos excéntricos con vigas enlace desmontables presentan mayores distorsiones de entrepiso, así como deformaciones inelásticas con respecto a marcos con el mismo sistema estructural pero vigas enlace convencionales, es decir, vigas enlace continuas. Sin embargo, desarrollaron un buen comportamiento sísmico bajo las condiciones de los estados límite de servicio, último y colapso.

Estructuras en donde se emplean aceros de alta resistencia en el sistema de marcos momento – resistente y aceros de resistencia normal en el sistema contraventado, tienen la característica de reducir las deformaciones inelásticas en las vigas enlace desmontables y distorsiones de entrepiso menores. Bajo estas condiciones, la disipación de energía puede ser controlada de mejor manera en el diseño de las estructuras. Adicionalmente, la reparación de la estructura que llega a presentar daños por los efectos de un sismo de moderado a fuerte, se limita a la sustitución de las vigas enlace desmontables.

#### 1.4.2.7 Mansour *et al.* (2008)

Mansour *et al.* (2008) evaluaron experimentalmente una serie de vigas enlace reemplazables o desmontables en marcos con contravientos excéntricos y en marcos momento – resistentes. El número de vigas enlace reemplazables de escala real fueron 10, estas vigas fueron ensayadas en la Universidad de Toronto bajo cargas cíclicas incrementales para verificar su resistencia y ductilidad. De estas 10 vigas enlace, seis vigas de tipo cortante corresponden a marcos con contravientos excéntricos y 4 vigas de tipo flexión a marcos momento – resistente. Se emplearon dos tipos de vigas para cada sistema estructural: a) Canales atornillados espalda con espalda y conectados a la viga principal y b) secciones W con placa conexión en los extremos.



a) Marco con contravientos excéntricos (adaptada de Mansour *et al.*, 2008)

b) Marco momento – resistente (adaptada de Mansour *et al.*, 2008)

Figura 1.30 — Concepto de viga enlace reemplazable o desmontable en Mansour *et al.* (2008)

El concepto de viga enlace reemplazable o desmontable se refiere al incorporar un elemento estructural en donde se espera un comportamiento inelástico, para ello, se permite el control independiente de la rigidez y de la resistencia requerida de la viga principal. Una viga enlace reemplazable permite la inspección rápida y su sustitución en caso de presentar daños

después de un sismo de gran magnitud. En la figura 1.30a se muestra el concepto de una viga enlace reemplazable en un marco contraventeado excéntricamente y en la figura 1.30b en un marco momento – resistente.

Las dimensiones de las vigas enlace reemplazables fueron diseñadas representando una conexión en un primer entrepiso de un edificio de 5 niveles tanto para el marco con contravientos excéntricos como el marco momento – resistente, ambos diseñados bajo los criterios del CNBC-05.

Las vigas enlace del marco con contraviento excéntrico con secciones de canal unidos espalda con espalda, se reforzaron con placas tanto en la parte superior como inferior para incrementar la capacidad de flexión y reducir las posibilidades de pandeo lateral torsional. Para evitar fallas por aplastamiento de tornillos, se reforzó el alma de los canales con una placa. Se consideró que las vigas enlace en marcos contraventeados excéntricamente eran adecuadas si se lograba un ángulo de rotación plástica de 0.08 rad sin presentar fracturas o una degradación severa en su resistencia al aplicarles la carga cíclica. Para las vigas enlace en los marcos momento – resistente, también de sección canal, la unión de los canales se hizo mediante una placa entre ambos canales (canal – placa – canal), con el objetivo de prevenir pandeo local. En el caso de marcos momento – resistentes se consideró adecuada la viga enlace si se alcanzaron distorsiones de entrepiso de 0.04 sin presentar fracturas o degradación severa en su resistencia al ser ensayados bajo la carga cíclica. Los especímenes fueron ensayados hasta que se alcanzó una rotación muy grande y/o en su caso, cuando se observó alguna fractura severa o hasta que la resistencia se degradó en un 60% de su máxima capacidad.

Los resultados que reportan Mansour *et al.* (2008) muestran que el comportamiento de las vigas enlace con placas de conexión en los extremos es muy similar al comportamiento de marcos con contravientos excéntrico tipo Chevrón con vigas enlace a cortante. Los daños observados fueron grietas en las esquinas de las vigas enlace en el alma, iniciando principalmente donde se inicia la soldadura entre la sección W y la placa de conexión. Respecto a las vigas enlace con doble canal presentaron fallas por deslizamiento de los tornillos en las conexiones. La energía que disipan este tipo de conexiones (doble canal) respecto a la energía que disipa una viga enlace elastoplástica perfecta es del 70%, debido a que se disipa energía a través de los tornillos al presentar el deslizamiento en la conexión. Respecto a las vigas enlace con sección W y placas de conexión en los extremos se mantienen rígidas durante todas las pruebas y todas las rotaciones plásticas fueron debido a deformaciones inelásticas por cortante. En este tipo de vigas la energía disipada en comparación con una viga enlace elastoplástica perfecta es ligeramente menor.

En la figura 1.31a se muestra la viga enlace desmontable con un ángulo de rotación de 0.19 rad y con un cortante de 953 kN (97.17 ton), y en la figura 1.31b se hace notar el momento en que la viga enlace presenta una fractura en el alma entre los atiesadores.

En la figura 1.32a se muestra una viga enlace con un ángulo de rotación de 0.11 rad y un cortante de 1277 kN (130.21 ton), y en la figura 1.32b se muestra al final de la prueba de esta viga enlace en donde se presenta una fractura en el alma de la sección en la zona donde inicia la soldadura.

Finalmente, los autores hacen mención de que las vigas enlace reemplazables con sección W y placa conexión en los extremos tienen un buen comportamiento y buena disipación de

energía mientras que las vigas enlace con doble canal por el tipo de falla que se presentó, la conexión se considera crítica.



a) Viga enlace ensayada con un ángulo de rotación de 0.19 rad  
(adaptada de Mansour *et al.*, 2008)



b) Viga enlace ensayada al final de la prueba  
(adaptada de Mansour *et al.*, 2008)

**Figura 1.31 — Ensayo de una viga enlace reemplazable con doble canal de un marco con contravientos excéntricos en el estudio de Mansour *et al.* (2008)**



a) Viga enlace ensayada con un ángulo de rotación de 0.11 rad  
(adaptada de Mansour *et al.*, 2008)



b) Viga enlace ensayada al final de la prueba  
(adaptada de Mansour *et al.*, 2008)

**Figura 1.32 — Ensayo de una viga enlace reemplazable de sección W y placas conexión en los extremos de un marco con contravientos excéntricos en el estudio de Mansour *et al.* (2008)**

#### 1.4.2.8 Koboevic *et al.* (2008)

Koboevic *et al.* (2008) estudiaron la relación que existe entre las demandas de distorsiones en los entrepisos y las rotaciones inelásticas en vigas enlace para marcos con contraviento excéntrico tipo Chevrón de 3 y 8 niveles. El estudio fue desarrollado bajo los criterios del CNBC-05. El claro de la crujía con contravientos fue de  $L=8$  m y la altura del primer entrepiso fue de  $h=4.00$  m y para el resto de 3.0 m. La longitud de la viga enlace  $e=0.60$  m, teniendo una relación  $e/L=0.075$ . Las magnitudes del factor de ductilidad  $R_d$  y de sobrerresistencia  $R_0$  fueron de 4.0 y 1.5 respectivamente.

Los resultados obtenidos mostraron que las distorsiones de entrepiso quedan por debajo de los límites de diseño. Adicionalmente, los procedimientos de diseño que están establecidos en los códigos de diseño (CNBC-05 y CSA-06) previeron las distorsiones máximas de los entrepisos de manera óptima, sin embargo para el este de Canadá los resultados fueron conservadores. Los autores hacen notar en una figura la distribución irregular de la relación entre

las distorsiones de entrepiso de un análisis dinámico no lineal y de las distorsiones de entrepiso elásticas, dejando en evidencia que del total de las distorsiones no se pueden predecir al emplear un factor de amplificación único ( $R_0 \cdot R_d$ ), lo que se considera insuficiente.

De los análisis no lineales en la historia del tiempo, determinan la relación que existe entre las demandas de distorsiones en los entrepisos y las rotaciones inelásticas en vigas enlace, ya que las magnitudes máximas, tanto de las distorsiones como de las rotaciones, se produjeron al mismo tiempo durante la aceleración máxima del movimiento del terreno, lo que los autores confirman la relación física entre estos dos parámetros.

#### 1.4.2.9 Popov *et al.* (1986)

Popov *et al.* (1986) presentan un estudio con los problemas más críticos en el diseño de la viga enlace para marcos de acero con contraventeos excéntricos. En este estudio se realizaron pruebas experimentales y analíticas bajo condiciones de cargas monótonas crecientes y cíclicas, a 25 vigas enlaces variando el número, tamaño y separación del espesor de atiesadores para establecer un criterio para calcular la longitud del enlace  $e$  y la separación de los atiesadores  $a$ .

Como resultado de estas pruebas, los autores proponen ecuaciones para determinar la longitud del enlace  $e$  que está en función del momento  $M_p$  y cortante plástico  $V_p$  de la viga enlace. Para el cálculo de la separación de los atiesadores  $a$  los autores proponen dos ecuaciones que están en función del espesor y del peralte de la viga enlace. Estas dos ecuaciones son “limitadas” a magnitudes del ángulo de rotación plástica entre la viga enlace y el segmento de la viga adyacente al ángulo.

Finalmente, los autores proponen una serie de recomendaciones para el diseño de marcos de acero con contravientos excéntricos.

### 1.5 Factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia

Los reglamentos actuales permiten obtener –fuerzas sísmicas reducidas induciendo a la estructura que tenga deformaciones inelásticas durante grandes sismos. Para poder realizar esta reducción en las fuerzas sísmicas se consideran los factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia.

El factor de ductilidad se obtiene dividiendo las ordenadas de la respuesta elástica entre la respuesta inelástica para un periodo estructural igual para ambas respuestas; es decir que, la demanda de ductilidad  $\mu_i$  está limitada a que sea menor o igual a una demanda de ductilidad  $\mu$  (ecuación 1.10).

$$R_\mu = \frac{F(\mu_i = 1)}{F(\mu_i > 1)} \quad \text{Ecuación 1.10}$$

Para la determinación del factor de sobrerresistencia en relación al ATC-63 (2008) en análisis estáticos ante cargas monótonas crecientes, se muestra la figura 1.33 donde el factor de sobrerresistencia es el cociente del cortante máximo o último entre el cortante de fluencia de la estructura.

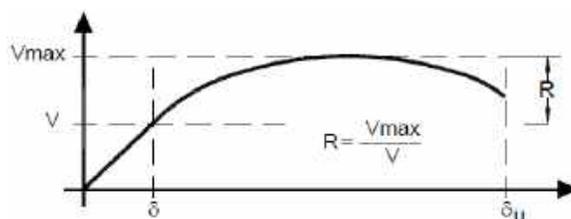


Figura 1.33 — Definición del factor de sobrerresistencia (adaptada de Tapia y Tena, 2013a)

### 1.5.1 Tapia y Tena (2010)

En Tapia y Tena (2010) se presenta una comparación de las recomendaciones de análisis y diseño sísmico de edificios de acero estructural de los reglamentos de México (RCDF-04 y MOC-08), reglamentos europeos (Eurocódigo 3 y 8, 2005), reglamentos canadienses (CNBC-05 y CSA-06), reglamento japonés (BCJ-06) y los reglamentos de Estados Unidos (LRFD-97, UBC-97, ASCE-05 y ATC-08).

La mayor parte de los reglamentos adoptada la magnitud de ductilidad y sobrerresistencia en relación con el tipo de estructuración. Tanto las NTCS-04 y como el MOC-08 definen el factor de reducción por ductilidad en función de las características estructurales con magnitudes de 1, 1.5, 2, 3 y para estructuras muy dúctiles un valor de 4. En el caso de estructuras dúctiles con un sistema dual; es decir, marcos con contravientos concéntricos o excéntricos, la magnitud del factor de reducción por ductilidad o factor de comportamiento sísmico  $Q$  dependerá de que los marcos resistan cuando menos el 50% del cortante basal. En investigaciones dirigidas por los autores en marcos de acero con contravientos concéntricos (Tapia y Tena, 2008) demuestran la posibilidad de obtener ductilidades superiores a las magnitudes estipuladas en el reglamento mexicano con modelos analizados y diseñados bajo los criterios del RCDF-04.

El reglamento europeo EC8-05 hace una definición del factor de ductilidad para marcos de acero, donde clasifica las estructuras en sistemas de alta ductilidad o ductilidad normal. En el caso de estructuras diseñadas para desarrollar una ductilidad alta, la magnitud del factor se determina mediante el cociente de  $\alpha_u/\alpha_l$ , donde  $\alpha_l$  es un valor por el que hay que multiplicar la carga sísmica horizontal para obtener la primera plastificación en cualquier elemento de la estructura, mientras que el resto de las acciones permanecen constantes, y  $\alpha_u$  es el valor por el que hay que multiplicar la carga sísmica horizontal para obtener el número de secciones suficientes plastificadas para desarrollar la inestabilidad sobre toda la estructura, mientras que el resto de las acciones permanece constante.

La magnitud del factor de reducción por ductilidad en el caso de estructuras con ductilidad normal son de 2 y 4, mientras que para estructuras diseñadas para desarrollar una ductilidad alta son igual a 2.5, 4 y 5, y dependiendo del sistema se multiplicará por  $\alpha_u/\alpha_l$ , con valores de 1.1, 1.2 y 1.3 pero limitado a 1.6 dependiendo de la configuración del marco momento resistente.

El reglamento canadiense CNBC-05 contiene una tabla que establece la magnitud del factor de reducción por ductilidad y sobrerresistencia dependiendo de la estructuración. En dicha tabla el factor de ductilidad ( $R_d$ ) muestra magnitudes de 1, 1.5, 2, 3, 3.5 y 5.

En el AIJ-06 (reglamento japonés, BCJ-06) el factor de reducción es el inverso del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , cuya magnitud varía desde 2 hasta 4 siendo función de la clasificación de la ductilidad del marco. El reglamento japonés es el único que reconoce que el

factor de ductilidad debe ser dependiente de la relación de esbeltez del contraventeo y también considera la relación que aporta el sistema de contraventeo al cortante lateral resistente.

Finalmente, los reglamentos de Estados Unidos (UBC-97, IBC-03, ASCE 7-05) tienen diferentes magnitudes de los factores de ductilidad y sobrerresistencia entre cada uno de ellos. En el reglamento UBC-97, las magnitudes del factor de ductilidad varían de 4.2 hasta 7.5. Otro reglamento es el IBC-03 que presenta magnitudes del factor de ductilidad de 5.5 y 6.5 dependiendo si es marco dúctil con contraventeo o marco resistente a momento. El ASCE 7-05 muestra una tabla donde las magnitudes del factor de reducción por ductilidad están en función de la estructura y las magnitudes son igual a 3, 3.5, 4.5, 6, 7 y hasta 8.

En la figura 1.34 se muestran la magnitud de los factores de reducción que establecen los reglamentos mencionados, para edificios estructurados con marcos momento - resistente dúctiles y ductilidad normal en función de su altura. En los reglamentos mexicanos se consideró que la estructura estaría desplantada en un suelo con un periodo dominante igual a  $T_s = 2.00$  s tomando en cuenta el RCDF-04 y el MOC-08.

Otro factor que se compara en esta investigación es el asociado a la sobrerresistencia que pueden desarrollar los edificios, ya que las estructuras tienen la capacidad de soportar resistencias laterales ligeramente mayores a la resistencia lateral que se supuso en la etapa de diseño. El factor por sobrerresistencia que proponen los reglamentos de Estados Unidos varía desde 2, 2.5 y 3 dependiendo del sistema estructural. El reglamento de Canadá establece un factor por sobrerresistencia que depende de la estructuración con magnitudes igual a 1.3 y 1.5. De forma simplificada el reglamento europeo ECO08-05 establece una sobrerresistencia de 1.5 para marcos de acero.

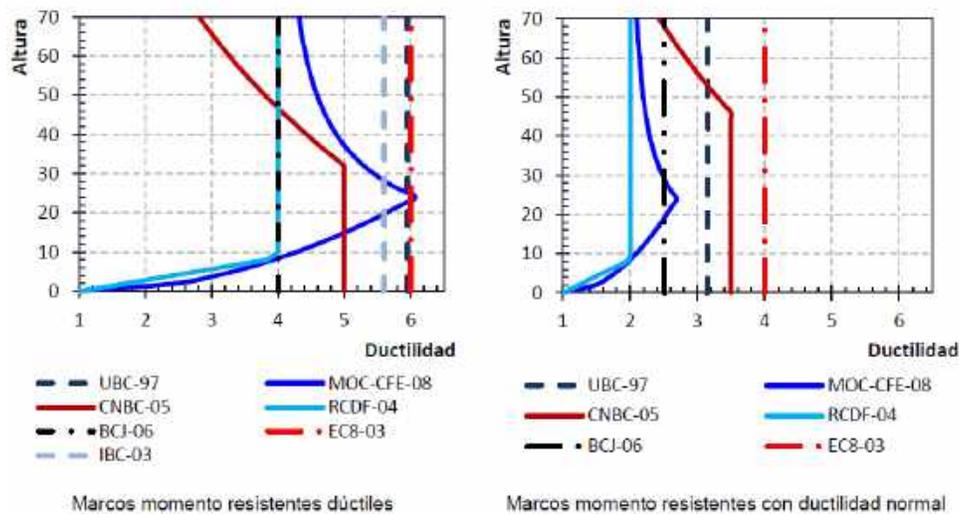


Figura 1.34 — Comparación del factor de reducción por ductilidad de fuerzas sísmicas entre distintos reglamentos internacionales (adaptada de Tapia y Tena, 2010)

En México, las NTCS-04 en su Apéndice Normativo A establece una magnitud del factor de sobrerresistencia que tiende a 2.

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T_e/T_a}} & \text{Si } T_e \leq T_a \\ 2 & \text{Si } T_e > T_a \end{cases} \quad \text{Ecuación 1.11}$$

De forma similar, en el MOC-08 establece un método para obtener el factor de sobrerresistencia (ecuación 1.12), basado en una sobrerresistencia índice igual a  $R_0 = 2, 2.5$  y  $3$  dependiendo del sistema estructural. Tanto para las NTCS-04 como para el MOC-08, el planteamiento de las ecuaciones 1.11 y 1.12 está en función del periodo fundamental de la estructura  $T_e$ .

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5(1 - \sqrt{T_e/T_a}) & \text{Si } T_e \leq T_a \\ R_0 & \text{Si } T_e > T_a \end{cases} \quad \text{Ecuación 1.12}$$

De este estudio hace notar que los reglamentos de México son los únicos que toman en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Ya que según su definición el factor de sobrerresistencia depende de este periodo; de manera que estructuras más rígidas o de menor altura tendrán una mayor sobrerresistencia debido al impacto de cargas verticales a diferencia de las estructuras esbeltas que alcanzarán sobrerresistencias menores. Asimismo hace mención que, la sobrerresistencia que puede desarrollar una estructura está en función de su sistema estructural, esto lo toma en cuenta el MOC-08 a diferencia del RCDF-04 que no lo considera.

En la figura 1.35 se muestra la comparación gráfica de las magnitudes del factor de sobrerresistencia de los reglamentos anteriormente mencionados en función del periodo fundamental de la estructura, donde el reglamento europeo EC8-05 es el límite inferior entre los reglamentos comparados, mientras que el reglamento norteamericano ASCE-05 es el límite superior.

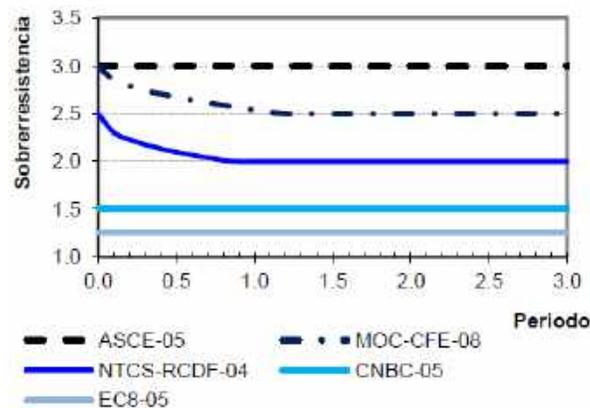


Figura 1.35 — Comparación del factor de sobrerresistencia para marcos dúctiles entre reglamentos internacionales (adaptada de Tapia y Tena, 2010)

## 1.6 Conclusiones

En función de su comportamiento, podía afirmarse que las estructuras de acero tienen buen desempeño ante demandas sísmicas importantes, ya que en los sismos de Northridge y Kobe, las estructuras de acero no llegaron al colapso, teniendo comportamientos adecuados sin presentar daños a simple vista (Tremblay *et al.*, 1995). Por los daños observados (tipo y cantidad

de fallas) en estos sismos y que tomando en cuenta que los marcos a momento fueron los que presentaron el mayor número de daños e incluso el colapso, permitió a muchos investigadores desarrollar extensivas investigaciones experimentales y analíticas sobre el comportamiento de estructuras de acero bajo cargas sísmicas.

El desempeño de los edificios, ya sea estructurados o reforzados con marcos con contravientos excéntricos, evidenciaron un buen comportamiento y que las vigas enlace o eslabones, cumplieron su función de un fusible estructural. En los sismos de Nisqually y Christchurch, la reparación de estos fusibles estructurales consistió en el reemplazar la viga enlace, cuyo procedimiento fue el corte de la propia viga enlace y un segmento de la viga principal así como del mismo contraviento, para posteriormente con soldadura en campo unir los nuevos elementos reemplazados.

Cabe destacar que, en ambos sismos fueron las únicas reparaciones realizadas en estos sistemas estructurales. Finalmente, los edificios de acero estructurados con marcos con contravientos excéntricos desarrollaron un buen desempeño durante estos sismos, ya que las deformaciones inelásticas que se presentaron fueron menores de lo que se pudo esperar ante estos movimientos sísmicos fuertes (Clifton *et al.*, 2011).

Por otra parte, distintas investigaciones analíticas como Gascón (2011), Tapia y Tena (2011) y Tapia y Tena (2013) establecen que la ductilidad de marcos de acero con contravientos está en función de la altura de los edificios, a una mayor relación de esbeltez ( $H/B$ ) la ductilidad del sistema reduce. Asimismo, Koboevic y Olivia (2010) evidenciaron que modelos de edificios con marcos contraventeados excéntricos disipan energía de manera importante, sin embargo, no lo hacen uniformemente en todos los entresijos de los modelos, además de que las vigas enlace llegan a desarrollar magnitudes de los ángulos de rotación inelástico mayores a los límites por la reglamentación vigente. Finalmente, Koboevic *et al.* (2008) demuestran que las distorsiones de entresijo llegan a quedar por debajo de las distorsiones límites de los reglamentos de diseño, inclusive dejan en evidencia que las distorsiones no se pueden predecir un factor de amplificación único, ya que pueden ser insuficientes.

Kuşyılmaz y Topkaya (2013) y Hamid (2011) en sus estudios analíticos obtuvieron la sobrerresistencia de marcos contraventeados excéntricamente que es función de la altura de los modelos asimismo de las características particulares de los atiesadores de la viga enlace (separación y espesor). Adicionalmente, la relación  $e/L$  también influye de manera directa la sobrerresistencia de la viga enlace, cuya relación también influye en la rigidez lateral relativa del sistema estructural.

En pruebas experimentales como Dubina *et al.* (2008), Mansour *et al.* (2008) y Okazaki *et al.* (2009), se evaluó el comportamiento de vigas enlace bajo cargas cíclicas para diferentes longitudes y perfiles. Así como diferentes tipos de conexiones en los extremos de la viga enlace. Dichas investigaciones coinciden en que las vigas enlace logran desarrollar ángulos de rotación inelásticos mayores a la normativa vigente (CNBC-05 y AISC 341-10), sin llegar a presentar un daño importante, como fractura o fluencia del alma, fractura del patín o incluso, alguna fractura en la conexión. Así, una recomendación importante para evitar daños en la conexión entre la viga enlace y la viga fuera del enlace, es usar vigas enlaces cortas (fluencia por cortante).

# **ESTUDIO DE REGLAMENTOS ESPECIALIZADOS**

CAPÍTULO 2

## **2 Estudio de reglamentos especializados**

### **2.1 Antecedentes**

Los reglamentos vigentes establecen criterios de diseño sismorresistente de estructuras que pretenden que los diseños de edificios regulares no tenga fallas estructurales graves que ocasionen pérdidas de vidas, pese a que las demandas sísmicas sean significativas. Sin embargo, se ha demostrado que siguiendo estos criterios se pueden desarrollar mecanismos de falla que afectan el funcionamiento del edificio y requieren reparaciones importantes.

En su mayoría, los reglamentos se basan en un criterio de diseño sísmico donde la resistencia lateral será menor a la resistencia elástica, derivado del cálculo de fuerzas sísmicas a partir de espectros de diseño inelásticos; es decir, espectros de diseño elásticos reducidos por factores de reducción, tales como el factor de sobrerresistencia, ductilidad y redundancia (Tena, 2014).

El objetivo central de este capítulo es proporcionar una comparativa entre los requisitos y tendencias reglamentarias para marcos con ductilidad normal y marcos dúctiles, criterios para la determinación de las cargas sísmicas en estos sistemas estructurales, los factores de reducción, así como los estados límites de servicio.

### **2.2 Reglamentos comparados**

Todos los reglamentos comparados presentan un apartado o sección donde se enuncian las recomendaciones de diseño sísmico, cuyo apartado o sección es independiente pero tiene una interrelación con los criterios de diseño, análisis y construcción de estructuras de acero o metálicas.

El criterio adaptado para la selección de los reglamentos que se compararán, es que establezcan previsiones sísmicas y que a través de la historia hallan ocurridos eventos sísmicos de gran magnitud. En relación con lo anterior, también se consideró que su interpretación y modo de adquirirlo (vía electrónica, impresa, etc.) no sea un problema para el ingeniero estructurista que consideré su uso para un diseño sismorresistente. Es por ello, que bajo estos criterios se optó por comparar los reglamentos enunciados en la tabla 2.1.

### **2.3 Criterios para el cálculo de fuerzas sísmicas**

En esta sección, se comentarán los criterios para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales del método estático de los reglamentos enunciados en la tabla 2.1 que darán pauta a posteriores señalamientos sobre los argumentos para establecer los factores de reducción por sobrerresistencia y ductilidad, mecanismos de colapso modelados y los límites de deformación establecidos. La mayoría de los reglamentos estiman una distribución lineal creciente que considera el primer modo fundamental de las estructuras y por ende, una configuración deformada correspondiente al primer modo de traslación de la estructura. En algunos reglamentos se toma en cuenta que cuando el periodo de la estructura es mayor al periodo donde comienza la rama descendente del espectro de diseño, se debe tomar en cuenta el impacto de modos superiores en la respuesta (Tena, 2014).

Tabla 2.1 — Relación de reglamentos comparados

País	Reglamento	Idioma	Nivel de adquisición	Medio
México	Normas Técnicas Complementarias por Sismo 2004 (NTCS-04)	Español	Fácil	Impreso y electrónico
México	Manual de Diseño de Obras Civiles, Capitulo Diseño por Sismo 2008 (MOC-08)	Español	Fácil	Impreso y electrónico
Estados Unidos	Reglamento Internacional de Edificios 2012 (IBC-12)	Ingles	Medio	Electrónico
Estados Unidos	Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras 2010 (ASCE 7-10)	Ingles	Medio	Electrónico
Estados Unidos	Previsiones sísmicas para edificios de acero estructural (AISC 341-10)	Ingles	Medio	Electrónico
Canadá	Reglamentos Nacional de Edificios de Canadá 2005 (CNBC-05)	Francés	Difícil	Electrónico
Europa	Eurocodigo 08, Diseño de Estructuras Sismorresistentes (ECO08-05)	Varios idiomas	Medio	Electrónico
Japón	Provisiones Estructurales para Edificios 1997 (AIJ-06)	Japonés	Muy difícil	Artículo de referencia (Tada <i>et al.</i> 2003)
Chile	Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales 2003 (NCh-03)	Español	Medio	Electrónico
Nueva Zelanda	Acciones de diseño estructural, sección 5 – acciones sísmicas 2004 (NZS-04)	Ingles	Difícil	Página electrónica

### 2.3.1 Determinación de las fuerzas sísmicas laterales

Los reglamentos comparados permiten obtener las fuerzas sísmicas de diseño por medio del método de análisis estático tomando en consideración que las estructuras responden particularmente a su modo fundamental de vibración de traslación lateral (primer modo) para cada una de las direcciones de análisis deseadas. Por esta razón, resulta razonable aproximar la distribución de fuerzas laterales que actúan sobre la estructura en la dirección de análisis de interés conforme a este primer modo de vibración (Tena, 2014).

En la tabla 2.2 se muestran las ecuaciones de los reglamentos comparados que son recomendadas y estudiadas en este apartado. En ella, se hace notar las diferencias que existen en los reglamentos comparados así como sus similitudes. En general, todos los reglamentos requieren el peso total de la estructura, pesos por entrepiso, alturas de entrepiso, coeficientes sísmicos que depende de las características dinámicas del terreno, así como del espectro de diseño.

### 2.3.2 Factor de importancia

Los reglamentos consideran un factor de importancia que depende de la funcionalidad de la estructura; es decir depende tanto de las pérdidas humanas, así como de la consecuencia social y económica que pudiera presentarse en caso de que la estructura llegará a colapsar ante la ocurrencia de un evento sísmico (por ejemplo una central nucleoelectrica).

La magnitud máxima de este factor de importancia en la mayoría de los reglamentos es de 1.50; sin embargo el ECO08-05 considera una magnitud de 1.40 y la norma chilena NCh-03 una magnitud de 1.20. En el reglamento japonés AIJ-06 y en la norma neozelandesa NZS-04 no especifican este factor de importancia implícitamente en sus criterios de diseño, sin embargo, esto no significa que no sea considerado en su reglamentación, porque iría contra la filosofía de diseño sismorresistente.

Tabla 2.2 — Relaciones para obtener las fuerzas sísmicas de diseño

Reglamento	País	Fuerzas sísmicas	Efecto de los modos superiores	Limitaciones de uso
NTCS-04	México	$F_i = I \frac{a}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$	$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'R}$	Regularidad y altura
MOC-08	México	$F_i = I \frac{a}{Q'R\rho} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$	$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'R\rho}$	Regularidad y altura
ASCE 7-10	Estados Unidos	$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \left( \frac{S_{DS}}{I} \right) \sum W_i$	$k$	Categoría de diseño sísmico, regularidad y altura
CNBC-05	Canadá	$F_i = \left( \frac{S(T_e) M_v I \sum W_i}{Q'R} - F_t \right) \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$	$M_v$	Regularidad, altura y periodo fundamental de la estructura
ECO08-05	Europa	$F_i = I S_a(T_e) \sum W_i \lambda \frac{h_i W_i}{\sum h_i W_i}$	No afecta significativamente	Periodo fundamental
AIJ-06	Japón	$F_i = {}^J Z R_t A_i C_0 \sum_{j=i}^m W_j$	-	-
Nch-03	Chile	$F_i = \frac{A_i W_i}{\sum_{i=1}^n A_{i-1} W_{i-1}} a' I \sum W_i$	-	Altura
NZS-04	Nueva Zelanda	$F_i = F_t + 0.92 \left( C_d(T_e) \sum W_i \right) \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i)}$	-	Altura y periodo fundamental

### 2.3.3 Coeficiente sísmico

El concepto de coeficiente sísmico como tal, ha perdido auge en los reglamentos vigentes, ya que se ha optado por una filosofía donde el coeficiente sísmico depende de la ordenada espectral de diseño reducido por factores como la sobrerresistencia, ductilidad y en su caso redundancia.

Los reglamentos comparados establecen que el cálculo de las fuerzas sísmicas dependerá de las características particulares de cada estructura, como la altura desde el nivel de desplante  $h_i$  y del peso del entrepiso  $W_i$ ,  $Q'$  es un factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño en función del periodo natural,  $R$  es un factor por sobrerresistencia e  $I$  es el factor de importancia de la estructura.

La ordenada de aceleración del espectro de diseño en el periodo fundamental que varía para cada reglamento y el procedimiento de cálculo se establece en cada uno de estos. En algunos casos se puede obtener la ordenada espectral directamente del espectro de diseño (NTCS-04, MOC-08, CNBC-05, ECO08-05, NCh-03 y NZS-04) y en otros reglamentos establece una serie de procedimientos para ir calculando este coeficiente sísmico (ASCE 7-10 y AIJ-06).

Los reglamentos consideran el efecto de los modos superiores para la obtención de las fuerzas sísmicas así como las limitaciones que deberán ser consideradas para el cálculo de las mismas. Los reglamentos mexicanos consideran que cuando el periodo fundamental de la estructura  $T_e$  es mayor que el periodo característico del espectro de diseño  $T_b$ , se deberán considerar el efecto de los modos superiores para el cálculo de las fuerzas sísmicas. El ASCE 7-10 considera un exponente  $k$  que está relacionado con el periodo de la estructura e involucra el efecto de los modos superiores. En reglamento canadiense CNBC-05 establece un factor  $M_v$  que considera los modos superiores (Mitchell *et al.*, 2010). El ECO08-05 establece que para el cálculo de las fuerzas sísmicas puede ser aplicado para estructuras cuya respuesta no es afectada

considerablemente por la contribución de los modos superiores. Finalmente, en las normas chilena y neozelandesa no se hace mención de este efecto en el cálculo de las fuerzas sísmicas.

Los reglamentos comparados definen una serie de limitaciones para poder obtener las fuerzas sísmicas, estas limitaciones dependen de la regularidad de la estructura, la altura, periodo fundamental y la categoría de diseño sísmico.

### **2.3.4 Distribución de fuerzas sísmicas**

Los reglamentos comparados consideran una distribución de las fuerzas sísmicas que dependen del cortante basal, así como de la distribución de masas concentradas en la estructura. El cortante sísmico en la base se considera como el producto del peso total de la estructura por el coeficiente sísmico, aunado a la distribución de masas, puede tener una configuración de fuerzas triangular invertida que corresponde al primer modo fundamental de vibración. Sin embargo, el reglamento canadiense CNBC-05 y la norma NZS-04 consideran un incremento en la fuerza sísmica del último nivel por efecto de los modos superiores, a través de un incremento de la fuerza  $F_i$  (tabla 2.2).

En la figura 2.1 se muestra una comparación gráfica de los patrones de carga de los reglamentos comparados, donde los patrones de carga corresponden a un edificio estructurado con base en marcos de acero contraventados excéntricamente de 10 niveles con alturas constantes de 3.50 metros y con masas concentradas iguales en cada nivel. Se hace notar que los reglamentos mexicanos (NTCS-04 y MOC-04) así como el reglamento europeo (ECO08-05) tienen el mismo patrón de cargas; el reglamento ASCE-10 muestra una tendencia similar a pesar de tener un criterio de cálculo que considera un exponencial para obtener las fuerzas laterales, cuya magnitud considerada del factor  $k$  fue igual a 1.276, puesto que el periodo fundamental de la estructura fue de  $T_e = 1.05$  s; sin embargo, no es tan relevante al hacer una comparación con el patrón de cargas de los reglamentos mexicanos. En el reglamento canadiense (CNBC-05) se considera que las fuerzas sísmicas se incrementarán para tomar en cuenta los efectos de torsión, las cargas nominales y efectos  $P-\Delta$  (Mansour, 2010); por lo tanto, la distribución de las fuerzas no coincide con respecto a los reglamentos mexicanos y al europeo. El patrón de cargas de la norma chilena Nch-03 está en función de un factor  $A_i$  que distribuye los pesos por nivel en relación con las alturas de los entresijos. Por último, la norma neozelandesa (NZS-04) considera un incremento en su fuerza sísmica en el nivel superior de la estructura que está en función del periodo fundamental de la estructura y del periodo donde comienza la rama descendente del espectro de diseño. Es de notarse en la figura 2.1 que los reglamentos consideran una distribución de fuerzas cuyo patrón corresponde al primer modo fundamental de la estructura.

### **2.3.5 Periodo fundamental de vibración analítico**

La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico calculan las demandas sísmicas a partir del periodo fundamental de la estructura analítico  $T_e$ . Sin embargo, la estimación inicial del periodo  $T_e$  no es simple, puesto que depende de las propiedades de una estructura que aún no se ha analizado ni diseñado. Por esta razón, algunos reglamentos incluyen criterios para su determinación en función del sistema estructural.

Las NTCS-04 del RCDF-04, así como el MOC-08 y la norma NZS-04 estiman el periodo estructural analítico mediante el cociente de Schwartz (MOC-08). Sin embargo, otros reglamentos como el ASCE 7-10), el CNBC-05 y el ECO08-05 emplean funciones que dependen de la estructuración del edificio, que están basadas en los resultados de investigaciones realizadas

por Goel y Chopra (1997). Sin embargo, existen otros reglamentos como el reglamento japonés (AIJ-06) y la norma chilena (NCh-03) que no establecen algún método en particular para obtener de manera aproximada el periodo fundamental analítico de traslación de la estructura.

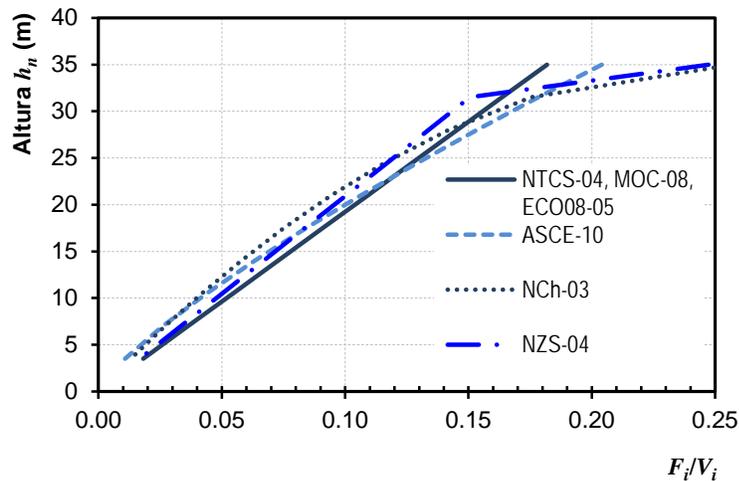


Figura 2.1 — Patrón de fuerzas sísmicas distribuidas para una estructura de acero con marcos contraventeados excéntricos

En la tabla 2.3 se muestran las ecuaciones establecidas en los reglamentos comentados. En ella, la variable  $x_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$  relativo a la base de la estructura en la dirección de la fuerza;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $h_n$  es la altura desde el nivel de desplante;  $F_i$  es la fuerza sísmica por entrepiso;  $C_t$  y  $x$  son dos coeficientes que dependen del sistema estructural; es decir, para marcos momentos resistentes de acero o concreto, marcos de acero con contraventeo excéntrico, entre otras. En la tabla 2.4, se muestra la magnitud propuesta de investigaciones recientes para edificaciones estructuradas con marcos con contravientos excéntricos.

Tabla 2.3 — Obtención de los periodos de vibración analíticos para marcos con contravientos excéntricos

Reglamento	País	Periodo fundamental analítico ( $T_e$ )
NTCS-04, MOC-08, NZS-04	México y Nueva Zelanda	$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{\sum F_i x_i}}$
ASCE 7-10	Estados Unidos	$T_e = C_t h_n^x = 0.0731 * h_n^{0.75}$
CNBC-05	Canadá	$T_e = 0.025 h_n$
ECO08-05	Europa	$T_e = C_t h_n^{3/4} = 0.075 * h_n^{3/4}$

En la figura 2.2 se muestra una comparación de los criterios para la obtención de los periodos fundamentales analíticos obtenidos por los reglamentos considerando para edificios estructurados con marcos de acero con contravientos excéntricos entre 10 y 60 metros de altura en función de la altura  $h_n$ . En la figura 2.2, se supuso que las masas en cada entrepiso tienen la misma magnitud y se han incluido los periodos obtenidos en estudios analíticos recientes de edificios con este sistema estructural. Las características de los edificios de investigaciones recientes se muestran en la tabla 2.4, que incluye los periodos analíticos obtenidos  $T_e$ ; el número de niveles  $n$ ; la altura desde el nivel de desplante  $h_n$  y el reglamento en el cual es basado el cálculo del periodo  $T_e$ .

Con base en la figura 2.2, con excepción del CNBC-05, los reglamentos comparados estiman el periodo fundamental analítico para edificaciones con este sistema estructural. Se hace

notar que los criterios entre las NTCS-04, MOC-08, NZS-04, ECO08-05 y ASCE 7-10 son muy similares con fines prácticos, pese a que algunos de ellos sugieren ecuaciones más complejas de aplicar.

Tabla 2.4 — Resultados de investigaciones recientes en marcos de acero con contravientos excéntricos

Investigación	Reglamento	País	Niveles $n$	Altura $h_n(m)$	$T_e$ (seg)
Gascón (2011)	NTCS-04	México	3	11	0.125
Gascón (2011)	NTCS-04	México	3	11	0.108
Gascón (2011)	NTCS-04	México	6	21.5	0.689
Gascón (2011)	NTCS-04	México	6	21.5	0.742
Gascón (2011)	NTCS-04	México	12	42.5	1.390
Gascón (2011)	NTCS-04	México	12	42.5	1.456
Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	ASCE 5-07	EEUU	9	36	1.043
Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	ASCE 5-07	EEUU	7	28	0.864
Mansour (2010)	CNBC-05	Canadá	5	19	0.920
Koboëvic y Olivia (2010)	CNBC-05	Canadá	14	52.1	2.63
Koboëvic y Olivia (2010)	CNBC-05	Canadá	20	74.3	3.74
Koboëvic y Olivia (2010)	CNBC-05	Canadá	25	96.5	4.83
Koboëvic <i>et al.</i> (2009)	CNBC-05	Canadá	3	11	0.550
Koboëvic <i>et al.</i> (2009)	CNBC-05	Canadá	8	28.5	1.430
Rozon <i>et al.</i> (2008)	CNBC-05	Canadá	3	11	0.55
Stratan <i>et al.</i> (2013)	ECO08-05	Europa	3	10.5	0.430
Dubina <i>et al.</i> (2008)	ECO08-03	Europa	8	28	1.050
Dubina <i>et al.</i> (2008)	ECO08-03	Europa	8	28	1.130
Rossi <i>et al.</i> (2007)	ECO08-03	Europa	4	13.2	0.730
Rossi <i>et al.</i> (2007)	ECO08-03	Europa	8	26.4	1.170
Rossi <i>et al.</i> (2007)	ECO08-03	Europa	12	39.6	1.900
Köber y Dima (2004)	ECO08-98	Europa	10	35	1.125

Los análisis canadienses realizados por Rozon *et al.* (2008), Koboëvic *et al.* (2009), Mansour (2010) y Koboëvic y Olivia (2010) coinciden con el criterio del reglamento de ese país; sin embargo, ese planeamiento es el límite superior en todos los casos, independientemente de la altura de los modelos.

En estudios europeos, los resultados de las investigaciones de Stratan *et al.* (2013) y Köber y Dima (2004) obtienen estimaciones del periodo bastante similares a los periodos calculados mediante la propuesta del reglamento ECO08-05. Sin embargo, esta tendencia no se aprecia en todos los casos, puesto que la propuesta del reglamento es conservadora para el estudio de Dubina *et al.* (2008) y Rossi *et al.* (2007).

En Estados Unidos, Kuşyılmaz y Topkaya (2013) realizaron un estudio en marcos de acero con contravientos excéntricos de 7 y 9 niveles, cuyo periodo fundamental coinciden con mayor precisión con el criterio de las NTCS-04 (2004) que con el propuesto en el ASCE 7-10 (2010) (aunque ambos son significativamente similares).

En el caso de México, Gascón (2011) realizó estudios para marcos con contravientos excéntricos que no coinciden con el criterio propuesto en las NTCS-04 (2004), sobre todo para estructuras de baja altura.

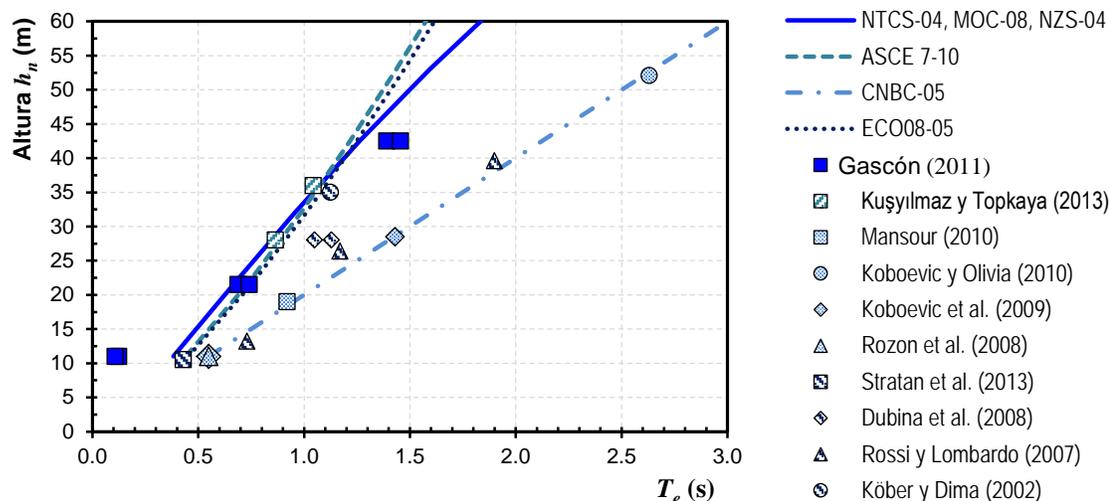


Figura 2.2 — Estimación del periodo fundamental analítico de vibración para estructuras de acero con marcos con contravientos excéntricos

## 2.4 Factores de reducción de fuerzas sísmicas para fines de diseño

Los reglamentos comparados establecen una filosofía de diseño sismorresistente donde se debe de garantizar que las estructuras se comporten inelásticamente bajo demandas sísmicas que permitan asegurar el desalojó de las personas que se encuentren en el interior. Sobre esa base, las estructuras deben desarrollar ductilidad y disipar energía ante la ocurrencia de un sismo severo. No obstante se debe considerar que la estructura podrá presentar daños considerables los cuales puedan degradar la resistencia estructural. Bajo esta premisa, los criterios de los reglamentos permiten que las estructuras desarrollen grandes deformaciones sin llegar al colapso a través de factores de reducción. Estos factores de la modificación de respuesta, son el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , el cual define el factor de reducción del espectro elástico de resistencia  $Q'$  y el factor de sobrerresistencia  $R$ , y algunos reglamentos consideran un factor que depende de la configuración estructural, el factor de redundancia  $\rho$ .

### 2.4.1 Factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad

La tendencia reglamentaria en el diseño sísmico de edificaciones estructuradas con marcos de acero con contravientos excéntricos relacionan la ductilidad que puede desarrollar el sistema con la capacidad de rotación de la viga enlace  $\gamma_p$  en función de la proporción  $M_p/V_p$ .

En general, la ductilidad que puede alcanzar una estructura queda definida por la relación de la resistencia elástica entre la resistencia inelástica. Los reglamentos pretenden estimar la magnitud de ductilidad que puedan desarrollar las estructuras ante la acción de sismos mediante magnitudes teóricas con fines de diseño que son función del sistema estructural. Sin embargo, en investigaciones recientes en México como Tapia y Tena (2010) y Tapia y Tena (2013) demuestran que los marcos con contravientos pueden alcanzar ductilidades mayores o menores según su altura, a las establecidas en los reglamentos especializados.

En la figura 2.3, se muestra un estudio comparativo entre la ductilidad teórica normativa propuesta entre distintos reglamentos internacionales. El estudio considera los criterios del ASCE 7-10; el CNBC-05; el AIJ-06; el ECO08-05; la NZS-04 y dos reglamentos mexicanos: las NTCS-04 del RCDF-04 y MOC-08.

Todos los reglamentos comparados proponen magnitudes de los factores de reducción por ductilidad con fines de diseño entre 1 y 6 en función del detallado: marcos con ductilidades normales, intermedias y altas. Conforme a la figura 2.3, los reglamentos mexicanos (NTCS-04 y MOC-08) y el reglamento canadiense (CNBC-05) son los únicos que establecen criterios para establecer el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, depende del factor de comportamiento sísmico con fines de diseño asociado a la ductilidad que puede desarrollar el sistema estructural, a partir del periodo fundamental analítico de la estructura  $T_e$ . En el caso de los reglamentos mexicanos, el factor por comportamiento sísmico con fines de diseño  $Q'$  depende del factor de comportamiento sísmico  $Q$  que es función de  $T_e$ . Por esta razón, la magnitud estipulada por estos tres reglamentos en la figura 2.3 varía en función de la altura del edificio. Esta observación coincide con los resultados de investigaciones recientes como Tapia y Tena (2013) que denotan una dependencia de la ductilidad con la esbeltez de la estructura.

En el caso del reglamento de edificios de Canadá, el suplemento de las CSA-06 establece un límite de la altura para modificar este factor de reducción por ductilidad. En marcos dúctiles de acero se debe hacer una reducción del 3% por metro después de los 32 m de altura del modelo. Cuando se trata de marcos de ductilidad limitada, el factor por ductilidad debe modificarse a los 48 m con una pendiente del 2% por metro (Tapia y Tena, 2010). Por lo tanto, se propone una disminución del factor de reducción por comportamiento no lineal (o un aumento de la carga lateral) para estructuras de mayor altura.

El ECO8-05 y la NZS-04 son los límites superiores para marcos dúctiles, mientras que el límite superior para marcos con diseños con ductilidades normales es el ECO8-05.

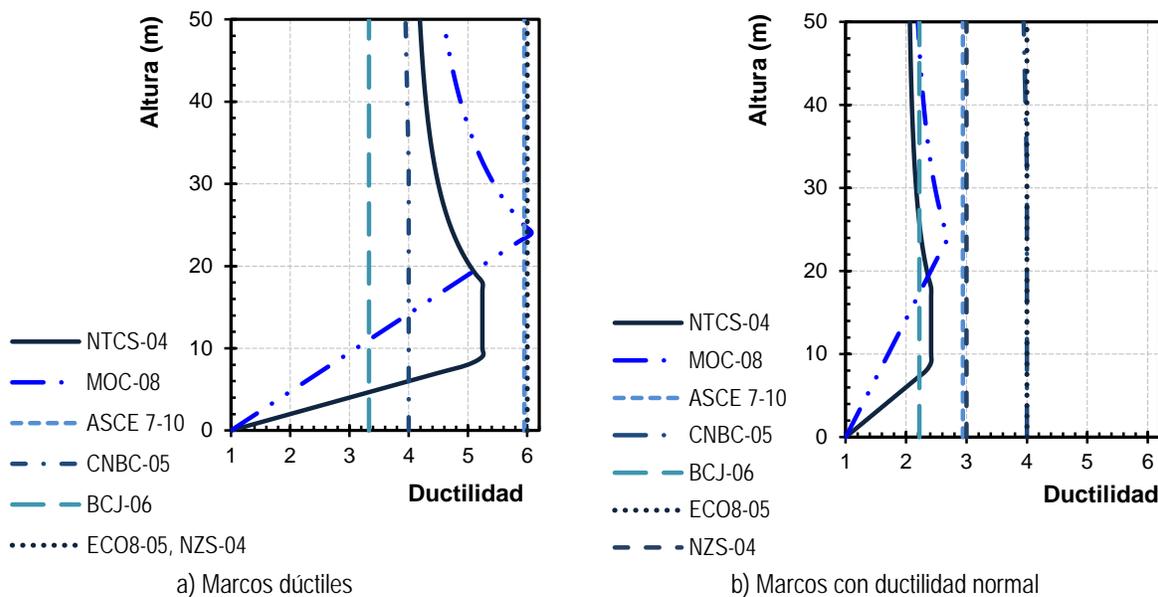


Figura 2.3 — Comparativa del factor de comportamiento sísmico para marcos con contraviento excéntrico

### 2.4.2 Factor de sobrerresistencia

La tendencia de diseño sísmico considera una reducción explícita en la determinación de las demandas sísmicas que considera la sobrerresistencia que puede desarrollar el sistema con el propósito de hacer una estimación más eficiente de su respuesta en el intervalo elástico.

En la figura 2.4 se muestran los resultados de un estudio comparativo entre algunos reglamentos especializados vigentes de las magnitudes propuestas para el factor de reducción por sobrerresistencia para marcos dúctiles con contraventeo excéntrico. En los cálculos cuando fue necesario, se consideró un periodo dominante del suelo igual a  $T_s= 1.50$  s; de manera que el periodo característico resultó ser igual a  $T_a= 0.85$  s según el criterio de las NTCS-04 e igual a  $T_a= 0.80$  s, según el criterio del MOC-08. Asimismo, se consideró un sistema estructural como marco dúctil ( $Q= 4$ ).

Con base en los resultados (figura 2.4), únicamente los reglamentos mexicanos reconocen que la sobrerresistencia que es capaz de desarrollar una estructura depende de su periodo fundamental de vibración  $T_e$ . Sin embargo, las NTCS-04 proponen un criterio que no depende del sistema estructural. En otras palabras, la magnitud del factor será igual a  $R= 2.0$  cuando la edificación tenga un periodo fundamental mayor a  $T_e \geq 0.85$  s, sin importar el sistema estructural.

Por otra parte, el MOC-08, además de considerar el periodo fundamental de vibración  $T_e$  para el cálculo del factor de sobrerresistencia, establece que el factor de sobrerresistencia será función de una sobrerresistencia índice que depende del sistema estructural. En la figura 2.4 se muestra la magnitud del factor  $R$  será igual a 3.0 cuando la estructura tenga un periodo fundamental también mayor o igual a  $T_e \geq 0.85$  s.

En la comparación, el ECO08-05 representa el límite inferior y el MOC-08 es el límite superior de las magnitudes comparadas.

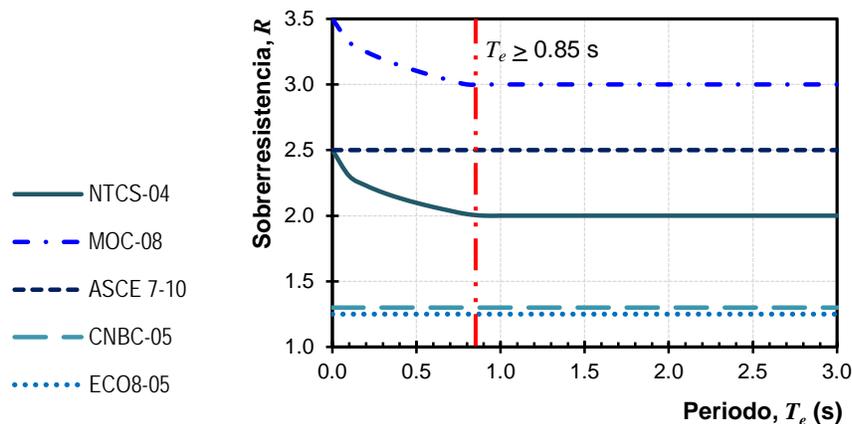


Figura 2.4 — Comparativa del factor de reducción por sobrerresistencia para marcos dúctiles con contraventeo excéntrico

### 2.4.3 Factor de redundancia

La redundancia estructural permite que se genere una redistribución de las fuerzas internas a las que se encuentra sometida una estructura en caso de falla de elementos estructurales importantes (columnas y/o vigas). Si no fuera posible contar con esta capacidad de redistribución, el colapso de toda la estructura se podría producir por el fallo de pocos elementos estructurales. Además que la redundancia y la ductilidad sirven como factores de seguridad, ya que estas cualidades permiten superar muchas incertidumbres numéricas que existen en el diseño sismorresistente (Mena, 2014).

El factor de redundancia estructural  $\rho$  reconoce directamente que la estabilidad y la resistencia adicional de los sistemas estructurales aumenten a medida de que sean más

redundantes (Tena y Cortes, 2013); es decir, las estructuras poseerán un mayor nivel de hiperestaticidad (Tena, 2014). En otras palabras, la redundancia estructural implica que cuando varios sistemas estructurales que trabajen en paralelo, su capacidad de deformación será definida por el sistema estructural más débil, es decir la capacidad de deformación baja con la redundancia. Sin embargo, aunque este efecto es ampliamente conocido, solo está incluido en algunos reglamentos.

EL UBC-97 (sección 1630) fue el primer reglamento en proponer la introducción de un factor de reducción por redundancia  $\rho$  y desde entonces el concepto ha evolucionado en las recomendaciones de diseño sísmico más recientes de los Estados Unidos (Tena y Cortes, 2013).

De acuerdo con el ATC-08 (sección 11.1.4) se han hecho estudios con modelos con sistemas poco redundantes demostrando lo innecesario de evaluar este factor de comportamiento en sistemas estructurales momento resistente comunes. Sobre esa base el ASCE 7-10 establece una metodología que asume una magnitud de  $\rho = 1.0$  para el diseño estructural, puesto que magnitudes grandes del factor de redundancia pueden ser no conservadores para la evaluación del colapso (Tapia y Tena, 2010). De los reglamentos comparados, los reglamentos ASCE 7-05, MOC-08 y ECO08-05 establecen las magnitudes del factor de redundancia, cuyas magnitudes pueden varían de 0.8 hasta 1.5.

Sin embargo, en el diseño de marcos con contravientos excéntricos no solo basta con definir los factores de ductilidad y sobrerresistencia en función de todo el sistema estructural, sino que debe proyectarse para que desarrolle una importante capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia en las vigas enlace, ya sea por flexión o por cortante, de manera que el sistema estructural aporte la resistencia, rigidez y ductilidad requerida ante un evento sísmico. Por lo anterior, la viga enlace es un punto crítico en el diseño y detallado de los marcos con contraventeo excéntrico; donde el resto de los elementos estructurales y las conexiones se diseñan para permanecer prácticamente elásticos.

Por esa razón, considerando la importancia del eslabón, en la siguiente sección se discutirán criterios para el diseño de la viga enlace en marcos con contraventeo excéntrico adaptados para los usos y costumbres del mercado mexicano. Debido a que el comportamiento, la resistencia y la ductilidad que pueden desarrollar los marcos con contraviento excéntrico es altamente dependiente de la respuesta inelástica de la viga enlace, en esta investigación se presta especial atención en los parámetros que definen su respuesta inelástica, a partir de la ductilidad y sus fuentes de sobrerresistencia, especialmente la sobrerresistencia asociada al endurecimiento por deformación y la sobrerresistencia de los aceros comerciales disponible en México.

## 2.5 Diseño conceptual de la viga enlace

Cuando la carga axial en la viga enlace es despreciable (menor a  $0.15P_y$ ), la resistencia al cortante nominal de la viga enlace  $V_n$  se determina usando el menor de las siguientes magnitudes (AISC 2012):

- a) El cortante resistente de fluencia de la viga enlace  $V_p$
- b) El cortante asociado con la resistencia a la flexión de la viga enlace igual a  $V_M = 2M_p/e$

Es decir, la magnitud del cortante nominal de la viga enlace  $V_n$  depende si fluirá por cortante o por flexión; dicho de otra manera,  $V_n = V_p$  para el caso de fluencia por cortante y  $V_n = 2M_p/e$  para flexión; donde  $V_p$  es el cortante resistente plástico y  $M_p$  el momento plástico. Es valioso hacer notar que las magnitudes de  $V_p$  y  $M_p$  en este caso no consideran el efecto de la

carga axial en la resistencia a cortante de las vigas enlace; de manera que, cuando la carga axial sea significativa (mayor al 15% de la resistencia axial nominal de fluencia  $P_y$ ) este procedimiento debe adecuarse para considerar la disminución de capacidad.

La longitud de la viga enlace  $e$  es una de las decisiones de diseño que más influyen en la respuesta inelástica de los marcos con contravientos excéntricos, la cual se acostumbra definir como una proporción de la longitud total de la crujía  $L$ . Cuando la proporción tiende a cero ( $e/L \approx 0$ ) el comportamiento del marco se aproximará a un marco con contraventeo concéntrico, mientras que si la proporción tiende a uno ( $e/L \approx 1$ ) la respuesta será más próxima a un marco momento resistente.

Es posible demostrar que en la viga enlace, la condición de la falla balanceada ideal entre la flexión y el cortante ocurre cuando  $e = 2.0M_p/V_p$ ; donde  $M_p$  es el momento plástico resistente y  $V_p$  es la resistencia al cortante mencionados anteriormente. Con todo rigor, una viga enlace que tiene una proporción  $e < 2.0M_p/V_p$ , alcanzará su plastificación por cortante cuando aún no se ha alcanzado el momento plástico; sin embargo, este razonamiento no tiene en cuenta la influencia del endurecimiento por deformación, que en pruebas experimentales ha demostrado tener una influencia importante en la respuesta inelástica (Popov y Engelhardt, 1988). Por esta razón, los límites que definen la demanda que rige el diseño en los reglamentos son un poco diferentes.

Así, cuando la magnitud es menor a  $e < 1.6M_p/V_p$ , el comportamiento de la viga enlace es dominado por la fluencia por cortante, mientras que una magnitud mayor a  $e > 2.6M_p/V_p$ , asocia la falla a la fluencia por flexión. En los casos con magnitudes intermedias entre  $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ , la fluencia depende de una combinación de las demandas en flexión y cortante. En la práctica, se considera ventajoso generalmente considerar longitudes cortas donde rige el cortante debido a que la predicción de la magnitud de la fluencia por cortante es más confiable que la fluencia por flexión. De hecho, según el AISC (2012) en Estados Unidos, muchos diseñadores inician el diseño de la viga usando una longitud igual a  $e = 1.3M_p/V_p$ .

En los reglamentos es común que la ductilidad que puede desarrollar el marco con contraventeo excéntrico se estima a través del ángulo de rotación de la viga enlace  $\gamma_p$  en función de la proporción  $M_p/V_p$ . Así, según AISC 341-10, en vigas enlace cortas ( $e \leq 1.6M_p/V_p$ ) cuya fluencia es por cortante, la magnitud del ángulo de rotación plástico,  $\gamma_p$  no debe exceder de 0.08 rad; mientras que para vigas enlace largas ( $e > 2.6M_p/V_p$ ) cuya fluencia es por flexión, la magnitud del ángulo  $\gamma_p$  debe ser menor de 0.02 rad. Para los límites del ángulo de rotación plástico aproximado en vigas enlace intermedias ( $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ ) se deberá realizarse una interpolación lineal. En la figura 2.5 se muestra el comportamiento de estos límites en función del ángulo de rotación plástico esperado.

### **2.5.1 Comportamiento esperado de la viga enlace**

Los marcos contraventeados excéntricamente son un sistema estructural que tiene un adecuado comportamiento en zonas sísmicas si se diseña adecuadamente. Estos tipos de estructuras desarrollan una respuesta dúctil y estable, ya que se diseñan con la premisa de que las fuerzas axiales en las diagonales se transfieran por medio de los esfuerzos de cortante y flexión en la viga enlace. El resto de los elementos estructurales del marco deberán diseñarse mediante conceptos de diseño por capacidad para que su respuesta permanezca en el intervalo elástico.

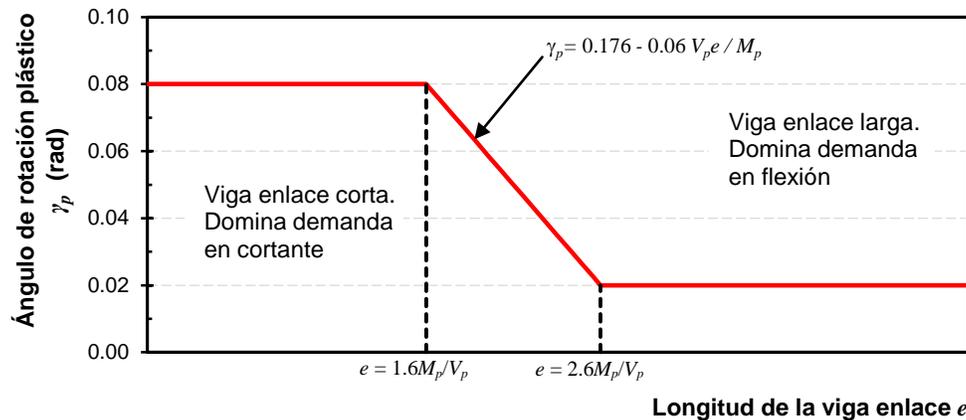


Figura 2.5 — Ángulo de rotación plástico admisible en función de la longitud de la viga enlace (según AISC 341-10)

Sin embargo, investigaciones recientes como Rozon *et al.* (2008), Koboevic y Olivia (2010) y Tapia y Tena (2013) han evidenciado que la respuesta inelástica de edificios estructurados con contravientos rara vez tienen una distribución uniforme en la altura; de manera que, la disipación de la energía por fluencia de los elementos estructurales no ocurre como se supuso en la etapa de diseño.

De hecho, los resultados de Koboevic y Olivia (2010) con base en análisis en edificios de 14, 20 y 25 niveles ubicados en Montreal y Vancouver Canadá, evidenciaron que la disipación de energía no es uniforme en todos los niveles de los edificios, ya que sólo las vigas enlace de los niveles inferiores fluyeron por cortante. Asimismo, Rozon *et al.* (2008) observó el mismo comportamiento de disipación de energía; es decir, sólo las vigas enlace de los niveles inferiores fluyen en los análisis de un edificio de ocho niveles, atribuyendo este efecto a la influencia de los modos superiores.

En ambos estudios analíticos (Rozon *et al.* 2008 y Koboevic y Olivia 2010), los modelos de edificios con marcos excéntricos desarrollaron rotaciones plásticas estables con magnitudes que superaban las limitaciones de los reglamentos de Estados Unidos (AISC 341-10) y Canadá (CSA S16-01) igual a  $\gamma_p = 0.08$  rad. Esta tendencia concuerda con los resultados de estudios experimentales como Mansour (2010) y Ji *et al.* (2014) en vigas enlace que denota que el ángulo de rotación restrictivo  $\gamma_p$  en los reglamentos es conservador. Lo anterior implica que se esperaría que edificios con marcos con contraventeo excéntricos diseñados racionalmente logren desarrollar una respuesta inelástica más dúctil que la presupuesta por los reglamentos.

Mansour (2010) realizó una investigación experimental de vigas enlace en marcos contraventeados excéntricamente formadas con perfiles IR y canales. El estudio consideró seis vigas enlace diseñadas para una falla por cortante. Además, consideró dos tipos de vigas: a) canales atornillados espalda con espalda conectados a la viga principal y b) secciones IR con placa conexión en los extremos. El ángulo de rotación plástico desarrollado por las vigas enlace en cinco de los seis especímenes excedieron la magnitud máxima de  $\gamma_p = 0.08$  rad.

Sin embargo, existen otros estudios como Okazaki *et al.* (2009) que ensayó 24 especímenes de viga enlace con la conexión a la columna de marcos con contraventeo excéntrico, donde en ningún caso se superó la rotación plástica. En el estudio la falla fue liderada

por la fractura en el patín de la viga enlace en la conexión a la columna. Esta falla no demostró tener influencia de la longitud de la viga enlace  $e$ .

Los modos de falla que usualmente rigen el comportamiento de las vigas enlace ante cargas cíclicas con base en estudios experimentales son (Okazaki *et al.*, 2009; Mansour, 2010; Ji *et al.*, 2014):

- a) Pandeo del alma de la viga enlace
- b) Fractura de la soldadura entre el patín y el cartabón
- c) Fractura del alma de la viga enlace
- d) Fractura de la soldadura entre la placa extremos y el patín de la viga
- e) Agrietamiento del alma de la viga enlace
- f) Fractura del alma de la conexión
- g) Fractura en el patín de la viga enlace

### 2.5.2 Sobrerresistencia de la viga enlace

Conforme a las previsiones sísmicas AISC 341-10 e independientemente si la viga enlace fluirá por cortante o por flexión, la resistencia nominal a cortante de la viga enlace,  $V_n$  deberá incrementarse por un factor de sobrerresistencia como se muestra en la ecuación 2.1. Donde,  $\Omega_{ED}$  es la sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación,  $R_y$  es el factor de sobrerresistencia debido al material y  $V_p$  es la resistencia nominal a cortante plástico.

$$V_n = \Omega_{ED} R_y V_p \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Con base en los resultados sobre el comportamiento de vigas enlace sometido a cargas cíclicas, Popov y Engelhardt (1988) establecieron una propuesta para definir la magnitud máxima de sobrerresistencia que es igual a 1.50 cuando la proporción  $e/(M_p/V_p)$  es menor a 1.50. Sin embargo, otros estudios como Ji *et al.* (2014), quienes realizaron un estudio experimental del comportamiento de la viga enlace en vigas acopladas, demostraron que los especímenes son capaces de desarrollar una sobrerresistencia de alrededor a 1.90.

Ji *et al.* (2014) realizaron un estudio comparativo sobre los resultados de trece investigaciones experimentales donde consideraron 115 vigas enlace por cortante. En la figura 2.6, se muestran la sobrerresistencia que desarrollaron los especímenes en comparación con el criterio de determinación propuesto Popov y Engelhardt (1988). En general, no se aprecia una buena correspondencia entre el criterio propuesto con los resultados experimentales. De hecho, cuando la proporción es menor a uno  $e/(M_p/V_p) < 1.0$ ; la propuesta de Popov y Engelhardt (1998) es conservadora; mientras que si la relación es mayor a uno  $e/(M_p/V_p) > 1.0$ , la propuesta sobreestima la respuesta inelástica de las vigas. Pese a lo anterior, es valioso hacer notar que los resultados parecen ser dependientes de la proporción  $e/(M_p/V_p)$ ; de manera que la sobrerresistencia decrece con el aumento de la proporción  $e/(M_p/V_p)$ .

Mohebkhah y Chegeni (2014) estudiaron la sobrerresistencia de marcos con contraventeo excéntrico fabricados con secciones IPE en Europa (sección IR en México), comparando sus resultados con la sobrerresistencia como se establece en el AISC 341-10. En su investigación usaron elementos finitos para evaluar la respuesta de las vigas enlace, donde variaron la separación de atiesadores intermedios y la longitud de la viga enlace  $e$  y, por ende, la relación  $e/(M_p/V_p)$ . Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.5, donde se aprecia una dependencia de la sobrerresistencia que desarrollan los modelos con la longitud  $e$ .

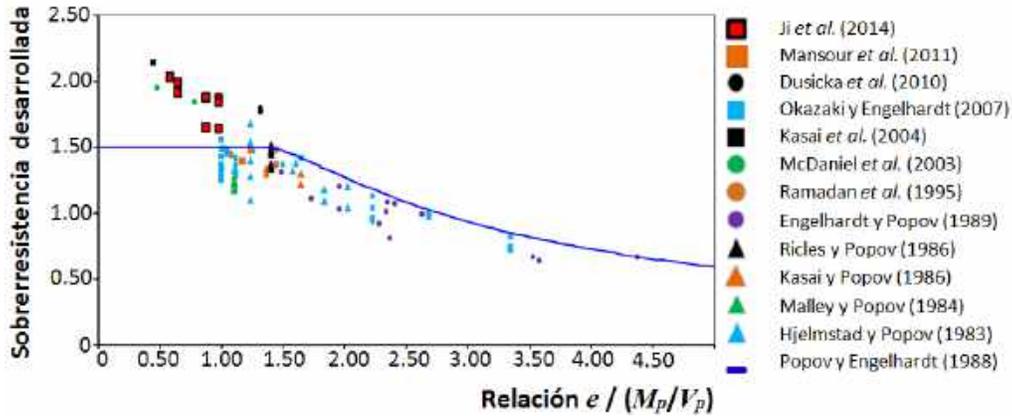


Figura 2.6 — Factor de sobrerresistencia de pruebas a vigas enlace (adaptada de Ji *et al.*, 2004)

Tabla 2.5 — Resultados del factor de sobrerresistencia (Mohebkhak y Chegeni 2014)

Longitud de la viga enlace	Factor de sobrerresistencia	Promedio
Corto (falla por cortante)	1.53 a 1.77	1.60
Intermedio (falla por cortante y flexión)	1.29 a 1.46	1.37
Largo (falla por flexión)	1.39 a 1.41	1.40

Es valioso hacer notar que, y de acuerdo con la discusión anterior, la sobrerresistencia que desarrolla la viga enlace está basada en estudios experimentales, donde la capacidad adicional resistente se origina de dos fuentes principalmente (Tapia y Tena, 2010):

- a) Sobrerresistencia del material, que considera la diferencia entre el esfuerzo especificado para el material contra el esfuerzo que alcanza finalmente en pruebas experimentales.
- b) Sobrerresistencia de endurecimiento por deformación, que toma en cuenta el endurecimiento por deformación dependiendo de la fluencia y el nivel de deformación inelástica.

Así, en los siguientes dos apartados se comentarán aspectos recientes sobre recomendaciones de la magnitud que se debe considerar para incluir estos efectos en el diseño de la viga enlace en el marcos con contraventeo excéntrico. Otros aspectos generales sobre las fuentes de sobrerresistencia en estructuras metálicas pueden ser consultados en Tapia y Tena (2010), donde se presenta una amplia discusión al respecto.

### 2.5.2.1 Sobrerresistencia por endurecimiento por deformación

Ante la ocurrencia de un evento sísmico, la viga enlace deberá experimentar deformaciones, de tal forma que se induzca un endurecimiento por deformación del acero. Una manera de idealizar este concepto es por medio de la curva esfuerzo – deformación del acero y, para que ocurra este endurecimiento, la viga enlace después de la etapa elástica incursionará en el intervalo inelástico y posteriormente, se desarrollará el endurecimiento por deformación que guiará finalmente a la ruptura (Dalton, 2013).

En la figura 2.7 se muestra la curva idealizada esfuerzo - deformación del acero desde un estado de reposo hasta la ruptura. Así, el endurecimiento por deformación es una ligera recuperación de la capacidad inelástica de la viga enlace (entre los puntos C y D) que modifica la capacidad de la viga enlace en el intervalo inelástico y, por consiguiente, varía las capacidades del marco con contraventeo excéntrico.

Según las previsiones sísmicas de Estados Unidos (AISC 341-10) el efecto de sobrerresistencia por el endurecimiento por deformación del acero se toma en cuenta a partir de factores que depende del tipo de sección. La magnitud de este factor es igual a  $\Omega_{ED}= 1.25$  para secciones IR. Así, este factor aumenta la resistencia nominal por cortante de la viga enlace,  $V_n$ . Sin embargo, algunas publicaciones como Mitchell *et al.* (2003) proponen que la sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación en marcos de acero con contravientos excéntricos debe considerarse igual a 1.15, sin que esto sea función de la sollicitación que lidera la falla (en tensión o cortante) en la viga enlace.

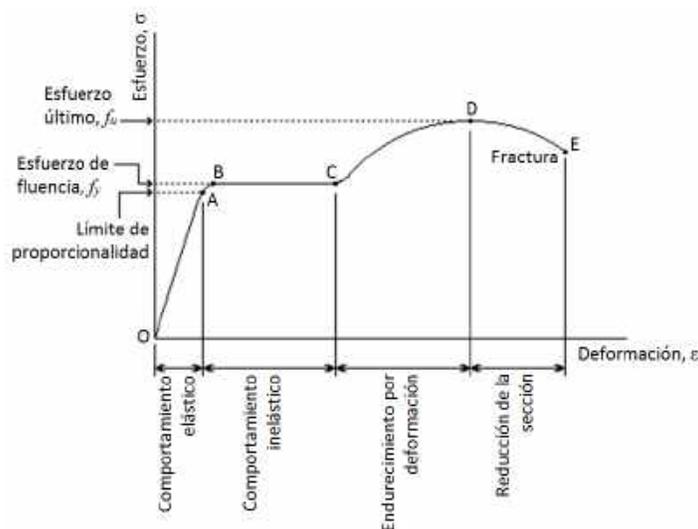


Figura 2.7 — Curva idealizada esfuerzo – deformación del acero estructural

### 2.5.2.2 Sobrerresistencia del material

El material puede aportar una sobrerresistencia adicional por el efecto de la diferencia que hay entre el esfuerzo teórico y el esfuerzo que realmente alcanza el acero. En las previsiones sísmicas AISC 341-10, los esfuerzos se modifican a través de los factores  $R_y$  y  $R_t$  (tabla 2.6) y que fueron obtenidas de ensayos a perfiles laminados y placas de diferentes tipos y grados de acero (AISC 314-10). Sin embargo, las condiciones del mercado de estructuras metálicas no es equivalente de un país a otros; por ejemplo, en México no es posible usar algunos perfiles que existen en Estados Unidos o en Europa. Por esta razón, la sobrerresistencia del material de los perfiles en Estados Unidos no debe ser forzosamente equivalente al que existe en el mercado mexicano.

Tabla 2.6 — Magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  de acuerdo con AISC 341-10

Aplicación	AISC 341-10	
	$R_y$	$R_t$
Perfiles laminados en caliente		
ASTM A36	1.50	1.20
ASTM A529 Grado 50	1.20	1.20
ASTM A500 Grado B o C	1.40	1.30
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.10
Placas de acero		
ASTM A36	1.30	1.20
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.20

## 2.6 Estudio del esfuerzo de fluencia y último esperado en el acero estructural

Por lo general, en los diseños estructurales se requiere solamente emplear los esfuerzos mínimos de tensión y último de cualquier componente o perfil estructural con base en acero estructural, lo cual es conservador para el diseño por cargas gravitacionales. Sin embargo, esto ya no es adecuado para un diseño sísmico, ya que las sollicitaciones sísmicas desarrollaran fuerzas máximas en los elementos estructurales como columnas, vigas, contravientos y vigas enlace; lo que con lleva a la fluencia de éste, por lo que para este caso, es recomendable el diseño por capacidad (Uang *et al.*, 2000).

Como se comentó, el material aporta sobrerresistencia por especificar un límite elástico mínimo en el diseño de elementos estructurales que, para diseño sísmico se considerada que lleguen a la fluencia, sin embargo, estimar la fluencia de ciertos elementos estructurales, conlleva a que otros elementos (por ejemplo las conexiones) permanezcan elásticos (Becker y Ishler, 1996). En relación con lo anterior, dichos componentes deberán disipar la energía empleando la ecuación 2.2, donde  $F_{ye}$  es el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia teórico y  $R_y$  es el factor de sobrerresistencia debido a material.

$$F_{ye} = R_y F_y \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Dado que incrementar el esfuerzo de fluencia reduce la ductilidad del acero, en las previsiones sísmicas del AISC 341-10, permite solamente el empleo de los siguientes grados en el diseño sísmico: ASTM A36, A53, A500 (Grado B o C), A501, A572 (Grado 42 o 50), A588, A913 (Grado 50 o 65), A992 (Becker y Ishler, 1996).

Con base en lo anterior, como parte de esta investigación se realizó un estudio estadístico con los esfuerzos de perfiles laminados (sección IR, ángulos y canales) y placas de acero reportados en certificados de calidad de laboratorios de fabricantes de aceros nacionales e importados (tabla 2.7).

El estudio consideró certificados extranjeros provenientes de Alemania, China, Corea, España, Estados Unidos, Japón y Ucrania y perfiles de aceros nacionales fabricados por Gerdau, Altos hornos de México, DeAcero, entre otros. Se recomienda consultar el Manual para la Construcción en Acero (IMCA, 2014) para conocer mayores detalles de la sección transversal de los perfiles considerados en la siguiente discusión.

Tabla 2.7 — Perfiles considerados en el estudio estadístico

Tipo de acero	Tipo sección	Cantidad de certificados	Esfuerzo de fluencia teórico,	Esfuerzo último teórico,
			$f_y$ teórico	$f_u$ teórico
ASTM A36	Placas, ángulos y canales	195	248 MPa	400 MPa
ASTM A500 Grado B	Perfiles tubulares	92	317 MPa	400 MPa
ASTM A529 Grado 50	Ángulos	40	345 MPa	448 MPa
ASTM A572 Grado 50	Placas, canales, perfiles IR y ángulos	1,429	345 MPa	448 MPa
		$\Sigma =$	<b>1,756</b>	

### 2.6.1 Acero ASTM A36 (NMX B-254)

De acuerdo al Manual IMCA (2014), este tipo de acero está disponible en México en placas y perfiles laminados en caliente: ángulos, canales, perfiles IR y redondos. Sin embargo, su demanda está disminuyendo, puesto que los constructores y diseñadores en México prefieren usar perfiles y placas que soporten mayores esfuerzos para reducir el costo de las estructuras.

En este estudio, fue posible tener acceso a 195 ensayos de laboratorio de acero tipo ASTM A36, todos de procedencia nacional. De ellos, 115 corresponden a certificados de placas de acero con espesores de 0.625 mm (0.25") hasta 63.5 mm (2.5"); 70 son certificados de perfiles tipo ángulo que van desde LI 1 1/2"x1/8" hasta LI 6"x1/2" y diez son certificados de canales de peraltes desde CE 3" hasta CE 6". El esfuerzo de fluencia teórico considerado es  $f_{y-teórico} = 248$  MPa (2,530 kg/cm<sup>2</sup>) y el esfuerzo último teórico es  $f_{u-teórico} = 400$  MPa (4,078 kg/cm<sup>2</sup>).

En la figura 2.8 se muestran los esfuerzos de fluencia y último de los certificados correspondientes a placas de acero ASTM A36 normalizados con los esfuerzos de fluencia y último teórico. En la figura 2.8 se ha incluido la magnitud propuesta de las previsiones del AISC 341-10 iguales a  $R_y = 1.30$  y  $R_t = 1.20$  (tabla 2.6). La media muestral de los esfuerzos de fluencia y últimos se muestran en la tabla 2.8.

El 73% de las relaciones  $f_y/f_{y-teórico}$  están por debajo de la magnitud propuesta por el AISC 341-10; mientras que el 67% de las relaciones  $f_u/f_{u-teórico}$  están igualmente subestimados. Con base en lo anterior, las magnitudes propuestas para placas de acero ASTM A36 por el AISC 341-10 no son conservadoras para las placas existentes en el mercado mexicano.

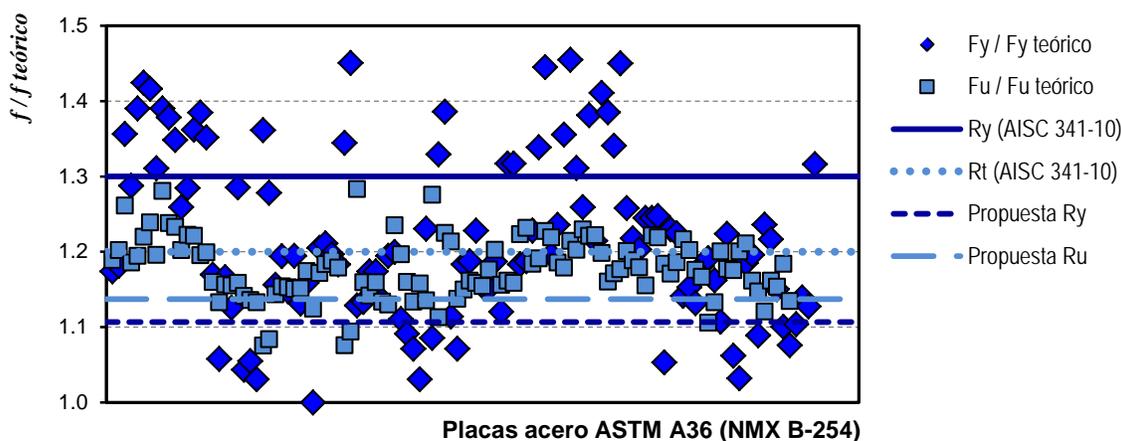


Figura 2.8 — Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para placas de acero ASTM A36

Tabla 2.8 — Esfuerzos de certificados de acero ASTM A36

Tipo sección	Cantidad	Esfuerzo de fluencia teórico, $f_{y\ teórico}$	Esfuerzo de fluencia, $f_y$	Media muestral, $f_y / f_{y\ teórico}$	Esfuerzo último teórico, $f_{u\ teórico}$	Esfuerzo último promedio, $f_u$	Media muestral, $f_u / f_{u\ teórico}$
Placas	115		304 MPa	1.225		473 MPa	1.183
Ángulos	70	248 MPa	359 MPa	1.448	400 MPa	507 MPa	1.268
Canales	10		364 MPa	1.468		491 MPa	1.230

Por otra parte, en la figura 2.9 se muestran los esfuerzos normalizados de los 80 certificados de perfiles laminados con acero ASTM A36 y las magnitudes que propuestas en el AISC 341-10 (2010) iguales a  $R_y = 1.50$  y  $R_t = 1.20$  (tabla 2.6). En la figura 2.9, se han incluido los canales y ángulos en la misma clasificación como perfiles laminados para seguir la clasificación del Manual de Estados Unidos, pero los pormenores de los esfuerzos promedios en función del tipo de sección se muestra en la tabla 2.8.

Con base en la figura 2.9, se hace notar que sólo en el 35% de los ensayos, la proporción  $f_y/f_{y-teórico}$  supera la magnitud de  $R_y = 1.50$  propuesta en el AISC 341-10; sin embargo, el 74%

supero la magnitud de  $R_t=1.20$  para la proporción  $f_u/f_{u-teórico}$ . Siendo que el esfuerzo de fluencia es trascendental en el diseño de las estructuras de acero, nuevamente los factores de Estados Unidos sobreestiman las capacidades de los perfiles existentes en el mercado mexicano.

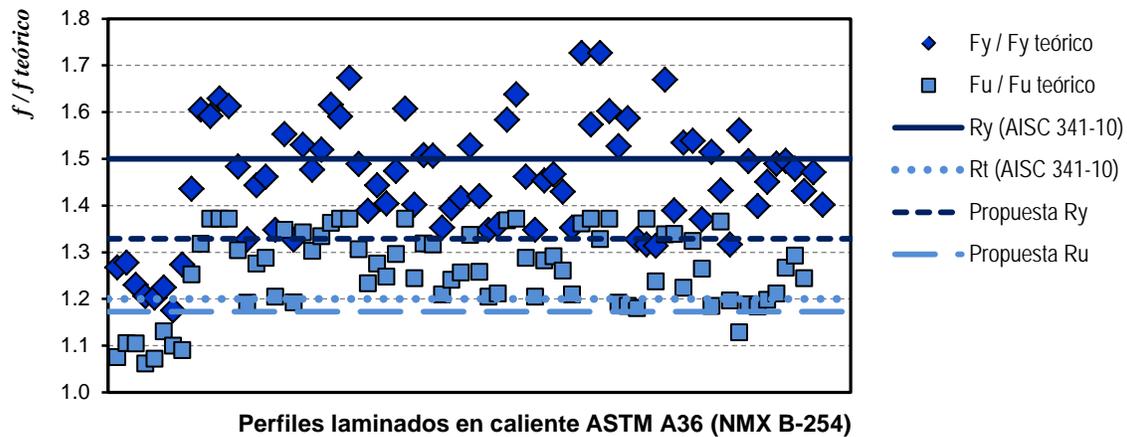


Figura 2.9 — Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles laminados de acero ASTM A36

### 2.6.2 Acero ASTM A500 Grado B (NMX B-199 Grado B)

Conforme al Manual IMCA (2014), este tipo de acero es comúnmente especificado para perfiles laminados en frío tubulares circulares o rectangulares. Tiene cuatro grados basados en su composición química, resistencia a la tensión y tratamiento térmico. El más usado con fines estructurales es el ASTM A500 Grado B.

Así, fue posible tener acceso a 92 certificados de laboratorio de secciones tipo OR cuadrados y rectangulares. La sección más pequeña corresponde a un OR 25.4 mm x 25.4 mm x 0.476 mm (HSS 1"x1"x0.1875"), mientras que la sección más grande es OR 406.4 mm x 406.4 mm x 12.7 mm (HSS 16" x 16" x 1/2"). La mayor parte de los certificados de acero ASTM A500 grado B considerados son de procedencia extranjera: China, Corea y Estados Unidos, siendo China con el mayor número de certificados; mientras que sólo el 34.8% son de fabricación nacional. El esfuerzo de fluencia teórico considerado es  $f_{y-teórico}=317$  MPa (3,234 kg/cm<sup>2</sup>) y el esfuerzo ultimo teórico es  $f_{u-teórico}=400$  MPa (4,078 kg/cm<sup>2</sup>).

En la figura 2.10 se muestran los esfuerzos de fluencia y último de los certificados correspondientes a perfiles OR ASTM A500 Grado B normalizados con los esfuerzos de fluencia y últimos teórico. En la figura se ha incluido la magnitud propuesta de las previsiones del AISC 341-10 (2010) iguales a  $R_y=1.40$  y  $R_t=1.30$  (tabla 2.6). Los promedios de los esfuerzos de fluencia y últimos se muestran en la tabla 2.9.

Prácticamente ningún perfil alcanza la magnitud igual a  $R_y=1.40$ ; mientras que sólo el 40% fue mayor que el factor  $R_t=1.30$  del AISC 341-10. Esta observación mantiene la tendencia sobre que no se pueden extrapolar los resultados de calidad de aceros existentes en otros países a las condiciones del mercado mexicano.

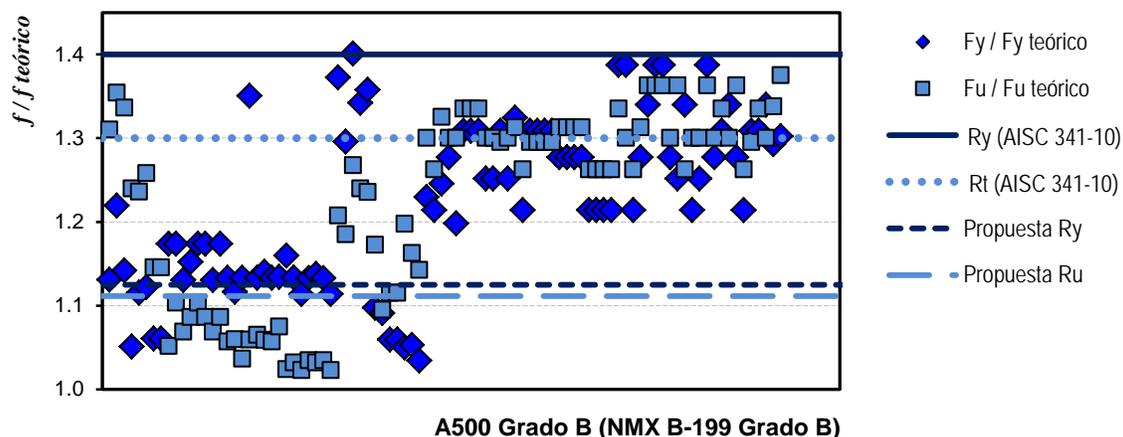


Figura 2.10 — Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles OR de acero ASTM A500 Grado B

Tabla 2.9 — Esfuerzos de certificados de acero ASTM A500 Grado B

Tipo sección	Cantidad	Esfuerzo de fluencia teórico, $f_{y\text{ teórico}}$	Esfuerzo de fluencia, $f_y$	Media muestral, $f_y/f_{y\text{ teórico}}$	Esfuerzo último teórico, $f_{u\text{ teórico}}$	Esfuerzo último promedio, $f_u$	Media muestral, $f_u/f_{u\text{ teórico}}$
OR	92	317 MPa	400 MPa	1.223	400 MPa	490 MPa	1.224

### 2.6.3 Acero ASTM A529 Grado 50 (NMX B-099 Grado 50)

El Manual IMCA (2014) establece que en México es posible encontrar placas y perfiles laminados en caliente: ángulos, canales, perfiles IR y redondos con este material, pero aclara que en algunos casos es necesario verificar la disponibilidad. En esta investigación se realizó un análisis estadístico con 40 certificados, todos de procedencia nacional, para perfiles tipo ángulo que van desde LI 1 1/2"x1/8" hasta LI 4"x5/16". El esfuerzo de fluencia teórico considerado es  $f_{y\text{-teórico}} = 354 \text{ MPa}$  (3,515 kg/cm<sup>2</sup>) y el esfuerzo ultimo teórico es  $f_{u\text{-teórico}} = 448 \text{ MPa}$  (4,570 kg/cm<sup>2</sup>).

En la figura 2.11 se muestran los esfuerzos de fluencia y últimos de los certificados correspondientes a perfiles laminados ASTM A529 Grado 50 normalizados con el esfuerzo de fluencia teórico. En la figura 10 se ha incluido la magnitud propuesta de las previsiones del AISC 341-10 (2010) iguales a  $R_y = 1.20$  y  $R_t = 1.20$  (tabla 2.6). Los promedios de los esfuerzos de fluencia y últimos se muestran en la tabla 2.10.

Con base en los resultados, sólo el 12% de las relaciones  $f_y/f_{y\text{-teórico}}$  superan la magnitud propuesta por el AISC 341-10; mientras que el 73% de las relaciones  $f_u/f_{u\text{-teórico}}$  superaron el factor reglamentario. Es decir, la magnitud de  $R_y$  propuesta para perfiles laminados de acero ASTM A529 Grado 50 no es conservadora para estimar la sobrerresistencia del material en los perfiles existentes en el mercado mexicano.

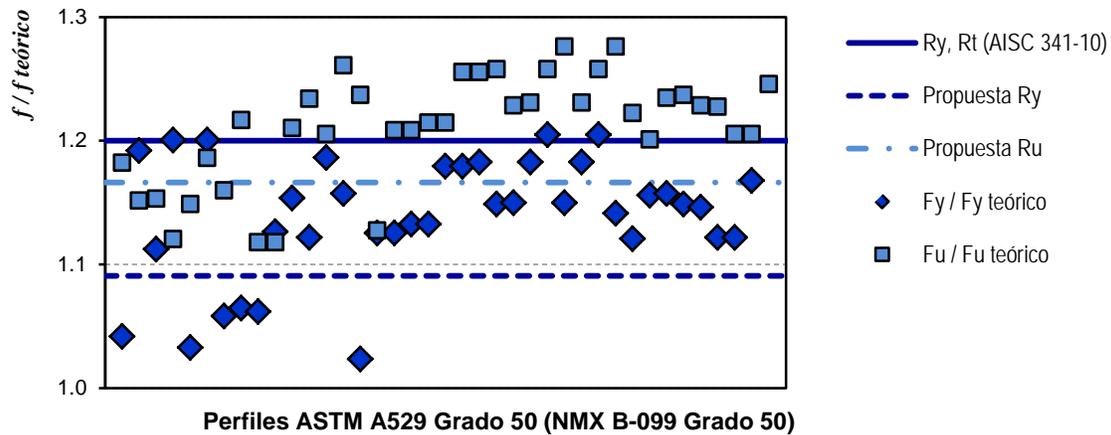


Figura 2.11 — Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles laminados de acero ASTM A529 Grado 50

Tabla 2.10 — Esfuerzos de certificados de acero ASTM A529 Grado 50

Tipo sección	Cantidad	Esfuerzo de fluencia teórico, $f_y$ teórico	Esfuerzo de fluencia, $f_y$	Media muestral, $f_y/f_y$ teórico	Esfuerzo último teórico, $f_u$ teórico	Esfuerzo último promedio, $f_u$	Media muestral, $f_u/f_u$ teórico
OR	40	345 MPa	393 MPa	1.139	448 MPa	541 MPa	1.210

### 2.6.4 Acero ASTM A572 Grado 50 (NMX B-284 Grado 50)

Conforme al Manual IMCA (2014) es muy común encontrar placas y perfiles laminados en caliente (ángulos, canales, perfiles IR y redondos con este material). Fue posible acceder a 1,429 ensayos de laboratorio de acero tipo ASTM A572 Grado 50, el 78% corresponde a fabricantes de aceros nacionales (Gerdau y Altos Hornos de México, principalmente) y el 22% corresponde a fabricantes de acero provenientes de Alemania, China, Corea, España, Estados Unidos, Japón y Ucrania. De ellos, 579 corresponden a certificados de placas de acero con espesores de 0.305 mm (0.12") hasta 101.6 mm (4.0"). Treinta certificados son de perfiles tipo ángulo que van desde LI 1 1/4"x1/8" hasta LI 6"x1/2"; once certificados son de canales de peraltes desde CE 10" hasta CE 15" y, finalmente, 809 son certificados de perfiles tipo IR que van desde IR 102 mm x 22.3 kg/m hasta IR 762 x 147.4 kg/m.

En la figura 2.12 se muestran los esfuerzos de fluencia y último de los certificados correspondientes a placas de acero ASTM A572 Grado 50 normalizados con los esfuerzos de fluencia y últimos teórico. En la figura 11 se ha incluido la magnitud propuesta de las previsiones del AISC 341-10 (2010) iguales a  $R_y=1.10$  y  $R_t=1.20$  (tabla 2.6). Los promedios de los esfuerzos de fluencia y últimos se muestran en la tabla 2.11.

Con base en los resultados, el 22% de las relaciones  $f_y/f_y$ -teórico están por debajo de la magnitud propuesta por el AISC 341-10 y el 62% de las relaciones  $f_u/f_u$ -teórico están por debajo de las magnitudes correspondientes. Así este es el único caso donde la magnitud propuesta para los esfuerzos de fluencia medianamente coincide con la propuesta del Manual de Estados Unidos. Sin embargo, la magnitud propuesta de  $R_t$  para placas de acero ASTM A572 Grado 50 no es conservadora para las placas existentes en el mercado mexicano.

Por otra parte, en la figura 2.13 se muestran los esfuerzos normalizados de los 850 certificados para perfiles laminados con acero A572 Grado 50 y las propuestas en el AISC 341-

10 iguales a  $R_y = 1.10$  y  $R_t = 1.10$ . En la misma figura se han incluido los resultados de los certificados de los ángulos, canales y vigas IR siguiendo la clasificación del Manual de Estados Unidos, pero los pormenores de los esfuerzos promedios se muestra en la tabla 2.11.

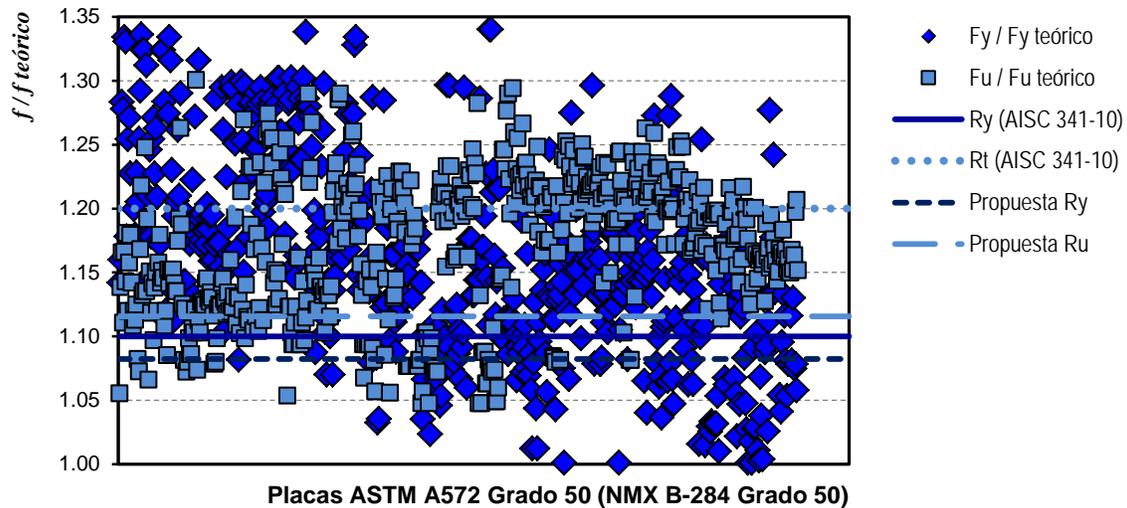


Figura 2.12 — Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para placas de acero ASTM 572 Grado 50

Tabla 2.11 — Esfuerzos de certificados de acero ASTM A572 Grado 50

Tipo sección	Cantidad	Esfuerzo de fluencia teórico, $f_y$ teórico	Esfuerzo de fluencia, $f_y$	Media muestral, $f_y / f_y$ teórico	Esfuerzo último teórico, $f_u$ teórico	Esfuerzo último promedio, $f_u$	Media muestral, $f_u / f_u$ teórico
Placas	579	345 MPa	403 MPa	1.168	448 MPa	527 MPa	1.176
Ángulos	30		392 MPa	1.136		530 MPa	1.183
Canales	11		363 MPa	1.052		499 MPa	1.114
Sección IR	809		414 MPa	1.200		524 MPa	1.170

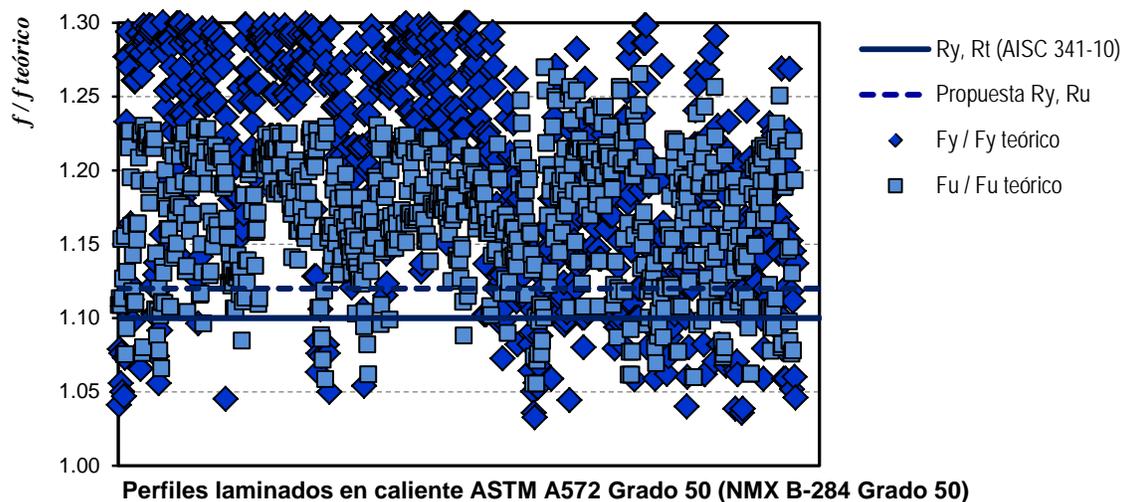


Figura 2.13 — Proporción de los esfuerzos de fluencia y últimos para perfiles laminados de acero ASTM A572 Grado 50

Con base en los resultados, sólo el 87% de los ensayos, la proporción  $f_y / f_{y-teórico}$  supera la magnitud de  $R_y = 1.10$  propuesta por en el AISC 341-10. En relación con la proporción  $f_u / f_{u-teórico}$ , el 91% supero la magnitud de  $R_t = 1.10$  del AISC 341-10.

**2.6.5 Propuesta para el mercado mexicano**

Con base en la discusión anterior, la propuesta del Manual AISC 341-10 de los Estados Unidos no es conservadora para la mayoría de las placas y perfiles existentes en el mercado mexicano. De manera que, a partir de los resultados se desarrolló un estudio estadístico para establecer una magnitud conservadora para estimar la sobrerresistencia del material.

**2.6.5.1 Nivel de confianza del 100% (sin error muestral)**

El valor característico  $\mu$  obtenida del estudio (media muestral), que se mostró en las tablas anteriores, se obtuvo considerando que se trata de un conjunto finito de magnitudes y partiendo del principio de la esperanza matemática o valor esperado. Su magnitud se calculó mediante la suma de todos sus valores dividida entre el número de total de certificados  $n$  para cada tipo de acero (ecuación 2.3). En ella,  $F_i$  es la magnitud del esfuerzo (de fluencia o último) recopilado de los certificados de calidad de laboratorio.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n F_i \tag{Ecuación 2.3}$$

Ahora, la metodología propuesta no considera únicamente el cálculo de la medida de tendencia central, sino que se determinó la desviación estándar  $\sigma$  para considerar una medida de dispersión respecto a la media muestral  $\mu$  con el propósito de desarrollar una propuesta conservadora y acorde a las tendencias actuales de los tipos de acero existentes en México. Esta desviación estándar, que es una medida estable muy usada en estadística, debe ser interpretada como una referencia de la incertidumbre en el modelo teórico. Ahora dado que en el estudio interesa realizar inferencias del muestreo, se consideró la corrección de Bessel ( $n/n-1$ ) para corregir el posible sesgo estadístico en la estimación de la varianza mediante la ecuación 2.4.

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (F_i - \mu)^2 \tag{Ecuación 2.4}$$

Así, la propuesta de este estudio sugiere usar una magnitud del esfuerzo  $R$  como se explica en la ecuación 2.4. Esta magnitud para los esfuerzos de fluencia y últimos se han incluido en las figuras 2.8 a 2.13, y en la tabla 2.6 para compararlo con la propuesta del manual AISC 341-10. En la tabla 2.12 y 2.13, se muestran los pormenores para la determinación de las magnitudes propuestas.

$$R_{propuesto} = \mu - \sigma \tag{Ecuación 2.5}$$

Tabla 2.12 — Determinación de la propuesta de estimación para el esfuerzo de fluencia

Aplicación	Nivel de confianza 100%			Criterio de Chauvenet			Nivel de confianza 98%		
	$\mu$	$\sigma$	$R_y = \mu - \sigma$	$\mu$	$\sigma$	$R_y = \mu - \sigma$	$\mu$	$\sigma$	$R_y = \mu - \sigma$
Perfiles laminados en caliente									
ASTM A36	1.457	0.139	<b>1.32</b>	1.449	0.139	<b>1.31</b>	1.454	0.125	<b>1.33</b>
ASTM A529 Grado 50	1.140	0.058	<b>1.08</b>	1.139	0.049	<b>1.09</b>	1.139	0.049	<b>1.09</b>
ASTM A500 Grado B o C	1.223	0.099	<b>1.13</b>	1.223	0.099	<b>1.12</b>	1.223	0.099	<b>1.12</b>
ASTM A572 Grado 50	1.130	0.124	<b>1.01</b>	1.195	0.076	<b>1.12</b>	1.197	0.074	<b>1.12</b>
Placas de acero									
ASTM A36	1.224	0.123	<b>1.10</b>	1.220	0.113	<b>1.11</b>	1.217	0.111	<b>1.11</b>
ASTM A572 Grado 50	1.169	0.089	<b>1.08</b>	1.167	0.086	<b>1.08</b>	1.160	0.077	<b>1.08</b>

Tabla 2.13 — Determinación de la propuesta de estimación para el esfuerzo último

Aplicación	Nivel de confianza 100%			Criterio de Chauvenet			Nivel de confianza 98%		
	$\mu$	$\sigma$	$R_t = \mu - \sigma$	$\mu$	$\sigma$	$R_t = \mu - \sigma$	$\mu$	$\sigma$	$R_t = \mu - \sigma$
Perfiles laminados en caliente									
ASTM A36	1.247	0.101	<b>1.15</b>	1.262	0.100	<b>1.16</b>	1.259	0.087	<b>1.17</b>
ASTM A529 Grado 50	1.206	0.051	<b>1.16</b>	1.210	0.044	<b>1.17</b>	1.210	0.044	<b>1.17</b>
ASTM A500 Grado B o C	1.224	0.113	<b>1.11</b>	1.224	0.113	<b>1.11</b>	1.224	0.113	<b>1.11</b>
ASTM A572 Grado 50	1.155	0.074	<b>1.08</b>	1.169	0.050	<b>1.12</b>	1.167	0.044	<b>1.12</b>
Placas de acero									
ASTM A36	1.182	0.051	<b>1.13</b>	1.180	0.043	<b>1.14</b>	1.178	0.041	<b>1.14</b>
ASTM A572 Grado 50	1.176	0.063	<b>1.11</b>	1.175	0.061	<b>1.11</b>	1.170	0.054	<b>1.12</b>

Con la ecuación 2.5 se obtienen las magnitudes de las relaciones entre los esfuerzos de fluencia y últimos reales respecto a los teóricos, tomando en cuenta que para los problemas de seguridad estructural es interesante determinar magnitudes que se encuentren alejados de la media, ya sea en las colas superior o inferior de la distribución de probabilidades (Meli, 2001).

En las tablas 2.12 y 2.13 se hacen notar tres criterios con los cuales se determinaron las magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$ , donde el primer criterio considera el 100% de los datos de la información recabada de los certificados de calidad del acero, sin embargo, en los estudios estadísticos pueden presentarse magnitudes que no sean representativos de la muestra, con esa base es común emplear procedimientos para eliminar datos de las muestras que puedan distorsionar las magnitudes de la media y de la desviación estándar. Es por ello, que se consideran los dos criterios mostrados en las tablas 2.12 y 2.13, es decir, eliminar datos que pudieran estar fuera del intervalo de la muestra por medio del criterio de Chauvenet o utilizando un nivel de confianza del 98%. A continuación se describen estos dos procedimientos.

### 2.6.5.2 Criterio de Chauvenet

El criterio de Chauvenet considera eliminar un dato cuando su probabilidad de obtenerlo será menor a  $0.5n$ , donde  $n$  es el número de muestras. Un dato también puede ser rechazado si su desviación de la media dividido entre su desviación estándar es menor al valor dado en la tabla 2.14 para el número de muestras correspondiente.

$$X_{Chauvenet} = \frac{|F_i - \mu|}{\sigma} \tag{Ecuación 2.6}$$

Tabla 2.14 — Criterio de Chauvenet para el rechazo de datos atípicos (adaptada de Taylor, 1997)

Tamaño muestra	$D_{max}$	Tamaño muestra	$D_{max}$	Tamaño muestra	$D_{max}$
2	<b>1.15</b>	12	<b>2.04</b>	60	<b>2.64</b>
3	<b>1.38</b>	13	<b>2.07</b>	80	<b>2.74</b>
4	<b>1.53</b>	14	<b>2.10</b>	100	<b>2.81</b>
5	<b>1.64</b>	16	<b>2.15</b>	150	<b>2.94</b>
6	<b>1.73</b>	18	<b>2.20</b>	200	<b>3.02</b>
7	<b>1.80</b>	20	<b>2.24</b>	300	<b>3.14</b>
8	<b>1.86</b>	25	<b>2.33</b>	400	<b>3.23</b>
9	<b>1.91</b>	30	<b>2.39</b>	500	<b>3.29</b>
10	<b>1.96</b>	40	<b>2.50</b>	600	<b>3.34</b>
11	<b>2.00</b>	50	<b>2.58</b>	1000	<b>3.48</b>

Una vez eliminados los datos atípicos, se vuelve a calcular la media muestral (ecuación 2.3) y su desviación estándar (raíz cuadrada de la varianza, ecuación 2.4) así como la magnitud propuesta de  $R$  (ecuación 2.5). En la tabla 2.15 se presentan los resultados del número de datos dudosos eliminados para cada tipo de acero, así como los resultados con las magnitudes de  $\mu$ ,  $\sigma$  y  $n$ .

Tabla 2.15 — Resultados de  $R_y$  y  $R_u$  aplicando la eliminación de datos con el criterio de Chauvenet

Aplicación	$f_y/f_y \text{ teórico}$			$\mu_y$	$\sigma_y$	$R_y$	$f_u/f_u \text{ teórico}$			$\mu_u$	$\sigma_u$	$R_u$
	$n$	$n_{\text{eliminado}}$	$n_{\text{Chauvenet}}$				$n$	$n_{\text{eliminado}}$	$n_{\text{Chauvenet}}$			
Perfiles laminados en caliente												
ASTM A36	80	0	<b>80</b>	1.449	0.139	<b>1.31</b>	80	0	<b>80</b>	1.262	0.100	<b>1.16</b>
ASTM A529 Gr. 50	40	2	<b>38</b>	1.139	0.049	<b>1.09</b>	40	1	<b>39</b>	1.210	0.044	<b>1.17</b>
ASTM A500 Gr. B o C	92	0	<b>92</b>	1.223	0.099	<b>1.12</b>	92	0	<b>92</b>	1.224	0.113	<b>1.11</b>
ASTM A572 Gr. 50	579	3	<b>576</b>	1.195	0.076	<b>1.12</b>	579	2	<b>577</b>	1.169	0.050	<b>1.12</b>
Placas de acero												
ASTM A36	115	1	<b>114</b>	1.220	0.113	<b>1.11</b>	115	4	<b>111</b>	1.180	0.043	<b>1.14</b>
ASTM A572 Gr. 50	850	0	<b>850</b>	1.167	0.086	<b>1.08</b>	850	2	<b>848</b>	1.175	0.061	<b>1.11</b>

Por otra parte, las magnitudes de  $D_{max}$  (tabla 2.13) representan una cierta tendencia potencial, por lo que para muestras mayores a 20, puede presentar errores por el intervalo tan amplio entre la clase.

### 2.6.5.3 Nivel de confianza del 98%

En ocasiones, en los estudios estadísticos se pueden presentar variables cuya magnitud no se encuentre dentro de un intervalo razonable, es decir que sean valores no representativos o es por ello que se recurre a la eliminación de algunos datos que puedan tener errores o cuando los datos salen fuera de expectativa. Un procedimiento recomendable es establecer un nivel de confianza para eliminar que valores pueden no ser representativos de la muestra (Benjamin y Cornell, 1970). Este procedimiento es empleado en problemas de diseño para eliminar valores tanto de la cola inferior como de la cola superior de una distribución de probabilidades, por ejemplo este método se emplea para calcular las magnitudes del peso volumétrico del concreto y los resultados son semejantes a las magnitudes propuestas en el RCDF-04 (Meli, 2001). El nivel de confianza se determina como se muestra en la ecuación 2.7, donde  $\alpha$  es el nivel de significancia propuesto para establecer qué nivel de confianza queremos obtener de nuestro estudio estadístico.

$$N_{conf(\%)} = 100(1 - \alpha) \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Un nivel de confianza recurrido en problemas de ingeniería estructural es  $N_{conf} = 98\%$ , es decir se considera un nivel de significancia del 0.02, asimismo otro nivel de significancia recomendado es del 0.05, es decir in  $N_{conf} = 95\%$  (Benjamin y Conell, 1970). Estos niveles de confianza son empleados en los Reglamentos de Construcciones para el Distrito Federal y en modelos del Eurocodigo 1 (Meli, 2001).

Con el nivel de confianza propuesto, es importante determinar las magnitudes máximas y mínimas probables de las variables de los esfuerzos de fluencia y último reales entre los teóricos, por lo que deberá ser necesario conocer la distribución de probabilidades de dichas variables. Con las ecuaciones 2.8 y 2.9 se determinan las magnitudes máximas y mínimas probables

correspondientes para este caso para niveles de significancia de 0.02, es decir, se eliminarán un 2% para las colas inferior y superior de la distribución de probabilidad.

$$X_m^* = \frac{\mu}{1 + 2.5C_x} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

$$X_M^* = \mu(1 + 2C_x) \quad \text{Ecuación 2.9}$$

En las ecuaciones 2.8 y 2.9, el coeficiente de variación  $C_x$  determina la dispersión que puede tener una variable en cuestión de un estudio estadístico, se obtiene como el coeficiente de la desviación estándar entre la media.

$$C_x = \frac{\sigma}{\mu} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

En las tablas 2.16 y 2.17 se muestran las magnitudes calculadas de las variables que se desarrollan para este criterio de análisis, se hace notar que para los perfiles y placas de acero ASTM A572 Grado 50 las muestras son muy superiores al resto de los otros aceros, por ende, el número de datos atípicos es mayor. Es de notarse que, para el acero A500 que corresponde a los perfiles OR (HSS), de acuerdo a este criterio no se requiere eliminar ningún dato de la muestra.

Tabla 2.16 — Resultados de  $R_y$  aplicando un nivel de confianza del 98%

Aplicación	$f_y/f_y$ teórico			$\mu_y$	$\sigma_y$	$C_x$	$R_y$
	$n$	$n_{eliminados}$	$n_{int.98\%}$				
Perfiles laminados en caliente							
ASTM A36	80	3	<b>77</b>	1.454	0.125	8.63%	<b>1.33</b>
ASTM A529 Grado 50	40	2	<b>38</b>	1.139	0.049	4.27%	<b>1.09</b>
ASTM A500 Grado B o C	92	0	<b>92</b>	1.223	0.099	8.06%	<b>1.12</b>
ASTM A572 Grado 50	579	22	<b>557</b>	1.197	0.073	6.14%	<b>1.12</b>
Placas de acero							
ASTM A36	115	2	<b>113</b>	1.217	0.111	9.08%	<b>1.11</b>
ASTM A572 Grado 50	850	12	<b>838</b>	1.160	0.077	6.65%	<b>1.08</b>

Tabla 2.17 — Resultados de  $R_t$  aplicando un nivel de confianza del 98%

Aplicación	$f_y/f_y$ teórico			$\mu_y$	$\sigma_y$	$C_x$	$R_y$
	$n$	$n_{eliminados}$	$n_{int.98\%}$				
Perfiles laminados en caliente							
ASTM A36	80	5	<b>75</b>	1.259	0.087	6.88%	<b>1.17</b>
ASTM A529 Grado 50	40	1	<b>39</b>	1.210	0.044	3.66%	<b>1.17</b>
ASTM A500 Grado B o C	92	0	<b>92</b>	1.224	0.113	9.23%	<b>1.11</b>
ASTM A572 Grado 50	579	21	<b>558</b>	1.167	0.044	3.78%	<b>1.12</b>
Placas de acero							
ASTM A36	115	6	<b>109</b>	1.178	0.041	3.45%	<b>1.14</b>
ASTM A572 Grado 50	850	30	<b>820</b>	1.170	0.054	4.63%	<b>1.12</b>

### 2.6.6 Influencia del país de origen

Finalmente, a partir de los 809 certificados de perfiles IR se realizó un estudio para observar la influencia del país de fabricación considerando la proporción entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia  $f_y/f_u$ . En este estudio, el 68 por ciento de los perfiles son de fabricación nacional y el 32% son de fabricación extranjera (Alemania, Corea, España, Estados Unidos y Ucrania). En la figura 2.14, se muestran los resultados de esta comparación con la media

muestral que resultó ser igual a  $f_y/f_u = 0.805$  para aceros de fabricación nacional e igual a  $f_y/f_u = 0.775$  para aceros importados.

Sólo en muy pocos casos las relaciones entre los esfuerzos  $f_y/f_u$  fueron superiores a 0.85; lo que concuerda con sugerencias de algunos autores (como Cházaro y Álvarez, 2014), que proponen que las proporciones no deben exceder esa magnitud para favorecer la soldabilidad y las características de ductilidad del material.

Con base en los resultados, se nota una ligera influencia de la procedencia de fabricación en la magnitud que los aceros pueden desarrollar, que no amerita modificar los resultados de la propuesta. Asimismo, se hace notar que los aceros de fabricación nacional tienen proporciones  $f_y/f_u$  adecuadas y competitivas con los perfiles y placas de fabricación extranjera.

### 2.7 Esfuerzo de fluencia y ultimo esperado en otros estudios

Uang *et al.* (2000) y en Bruneau *et al.* (1998) presenta un estudio estadístico desarrollado por el Consejo de Productores de Perfiles Estructurales (*Structural Shapes Producers Council, SSPC*) en 1994, dicho estudio fue realizado para perfiles estructurales ASTM A36 y ASTM Grado 50. En la tabla 2.18 se hacen notar los pormenores del estudio estadístico elaborado por el SSPC en Washington, D.C. en 1994.

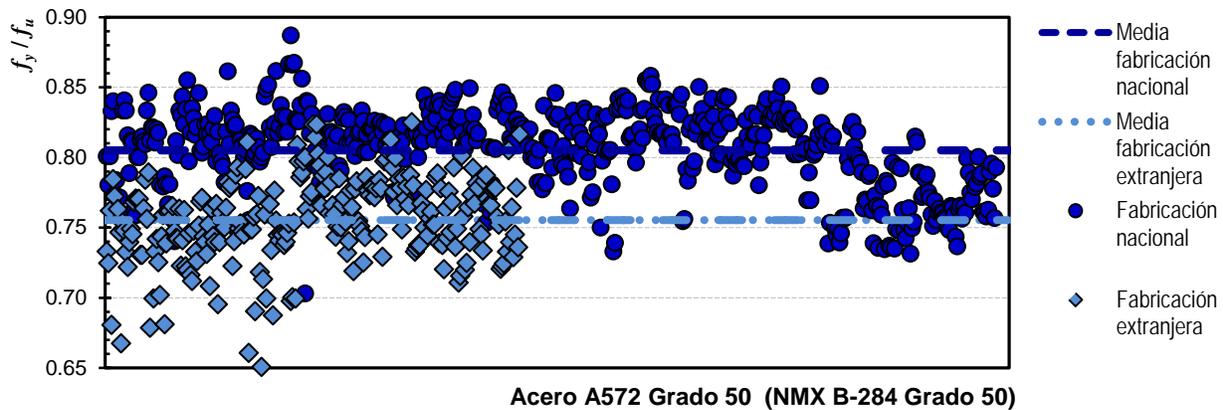


Figura 2.14 — Relación de resistencias  $f_y/f_u$

Tabla 2.18 — Esfuerzos de fluencia y últimos esperados (Uang *et al.*, 2000 y Bruneau *et al.*, 1998)

Análisis estadístico	Tipo de acero	
	A36	A572 Grado 50
Esfuerzo de fluencia, $f_y$ (ksi)		
Numero de muestras, $n$	36,570	13,536
Media, $\mu_y$	49.2	57.6
Desviación estándar, $\sigma_y$	4.9	5.1
Coefficiente de la desviación estándar, $C_x$	10%	9%
$R_y = \mu_y - \sigma_y$	<b>1.23</b>	<b>1.05</b>
Esfuerzo último, $f_u$ (ksi)		
Numero de muestras, $n$	36,570	13,536
Media, $\mu_u$	68.5	75.6
Desviación estándar, $\sigma_u$	4.6	6.2
Coefficiente de la desviación estándar, $C_x$	7%	8%
$R_u = \mu_u - \sigma_u$	<b>1.10</b>	<b>1.07</b>

Bartlett *et al.* (2003) estudiaron las propiedades mecánicas de aproximadamente 207 certificados de acero ASTM A992, dichos certificados se obtuvieron de pruebas de tensión a especímenes en la Universidad de Minnesota (UM) y en la Universidad del Occidental de Ontario (UWO). Aunque en esta investigación el objetivo principal fue determinar factores de resistencia para el acero  $\phi$ , se determinaron los valores estadísticos como la media, desviación estándar y la diferencia entre su esperanza matemática y la magnitud numérica del parámetro que se estima, en esta caso  $f_y$  y  $f_u$ , es decir  $R_y$  y  $R_u$  por medio de otro parámetro estadístico. En Bartlett *et al.* (2003) se incluyeron otras investigaciones realizadas en universidades de los Estados Unidos. En la tabla 2.19 se enuncian los resultados de dicha investigación.

Tabla 2.19 — Esfuerzos de fluencia y últimos esperados (Barlett *et al.*, 2003)

Investigación	Grado de acero	$n$	$\mu$	$\sigma$	$C_x$	$R$
<b>Esfuerzo de fluencia, <math>f_y</math> (ksi)</b>						
Barlett <i>et al.</i> (2003)	A992	131	55.0	3.1	5.6%	<b>1.100</b>
Dexter <i>et al.</i> (2000)	A992	20,295	55.8	3.2	5.8%	<b>1.116</b>
Jaquess y Frank (1999)	A572 Grado 50	59	54.4	3.9	7.1%	<b>1.088</b>
Frank y Read (1993)	A575 Grado 50	13,536	54.9	4.9	8.9%	<b>1.097</b>
<b>Esfuerzo último, <math>f_u</math> (ksi)</b>						
Barlett <i>et al.</i> (2003)	A992	131	71.6	3.7	5.1%	<b>1.101</b>
Dexter <i>et al.</i> (2000)	A992	20,295	73.5	3.2	4.4%	<b>1.130</b>
Jaquess y Frank (1999)	A572 Grado 50	59	72.3	2.9	4.0%	<b>1.113</b>
Frank y Read (1993)	A575 Grado 50	13,536	75.6	6.2	8.2%	<b>1.163</b>

Es valioso hacer notar que, tanto las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  para perfiles de acero ASTM A36 de esta investigación como de los estudios presentados por Uang *et al.* (2000) y en Bruneau *et al.* (1998) no lograron alcanzar a las magnitudes establecidas en AISC 341-10 (tabla 2.6). Por lo contrario, las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  para acero ASTM A572 Grado 50/A992 tanto de este estudio como en las investigaciones mostradas, se logró la magnitud propuesta en AISC 341-10 (tabla 2.6).

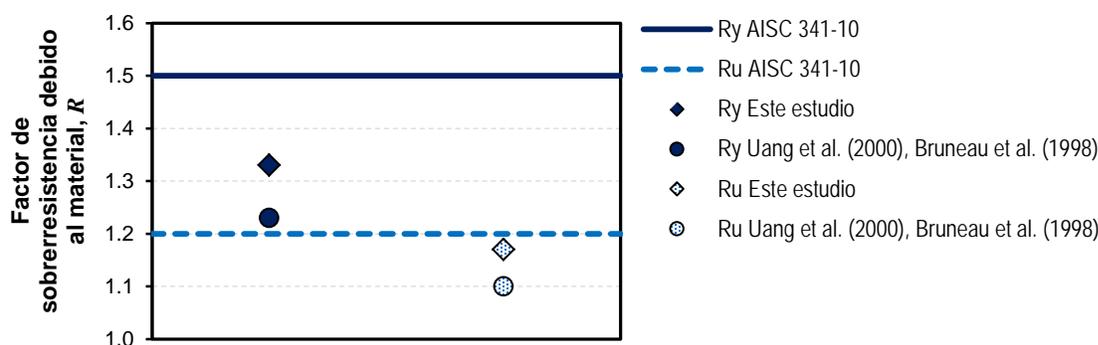


Figura 2.15 — Factor de sobrerresistencia debido al material para perfiles de acero ASTM A36

En la figura 2.15 se hace notar como las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  propuestas en este estudio así como las magnitudes del estudio presentado tanto en Uang *et al.* (2000) y Bruneau *et al.* (1998) quedan por debajo de las magnitudes establecidas en AISC 341-10, por lo que considerar el diseño de un elemento puede resultar que se está sobreestimado su capacidad de fluencia y última. Es importante señalar que, las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  de Uang *et al.* (2000) y Bruneau *et al.* (1998) fueron calculadas bajo el mismo criterio, es decir una media menos una desviación estándar.



de acero con contravientos excéntricos entre 1.0 (falla frágil) a 6.0. Únicamente, los reglamentos mexicanos (NTCS-04 y MOC-08) y el canadiense (CNBC-05) involucran las propiedades dinámicas de la estructura, a través del periodo fundamental y/o la altura del edificio para estimar la ductilidad que podría desarrollar el sistema. En el caso de marcos dúctiles, el reglamento europeo (ECO08-05) y la norma neozelandesa (NZS-04) son los límites superiores.

Por otra parte, las provisiones sísmicas de Estados Unidos (AISC 341-10) establecen un factor de sobrerresistencia que incrementará la resistencia nominal a cortante de la viga enlace, en función del endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$  y la sobrerresistencia del material  $R_y$ . La magnitud de la aportación de endurecimiento por deformación es igual a  $\Omega_{ED}= 1.25$ ; mientras que la sobrerresistencia del material se incluye en los cálculos a través del factor  $R_y$ , que varía entre 1.1 a 1.5 en función del tipo de sección estructural y el tipo de acero. En este capítulo se hace una comparación entre estos criterios normativos y los resultados de investigaciones recientes analíticos y experimentales, donde la magnitud mínima de sobrerresistencia obtenida en los ensayos es igual a  $\Omega_{ED}R_y= 1.25$  y una magnitud máxima igual a  $\Omega_{ED}R_y= 1.90$ . En el artículo se demuestra que la propuesta del Manual de Estados Unidos no es conservadora ni puede ser extrapolada para las condiciones de otros países.

Así, a través de 1,756 certificados de calidad de laboratorio de muestras de acero ASTM A36, ASTM A500 Grado B, ASTM A529 Grado 50 y ASTM A572 Grado 50 se realizó un estudio estadístico de los esfuerzos de fluencia y esfuerzos últimos que desarrollan las placas y perfiles laminados disponibles en el mercado mexicano. Con base en los resultados se propuso un factor que estima la sobrerresistencia relacionada con el material que evalúa el esfuerzo de fluencia  $R_y$  y el esfuerzo último  $R_u$  que debe considerarse en México para obtener diseños que sean congruentemente relacionados con la respuesta que es capaz de desarrollar una viga enlace. La propuesta varían entre 1.08 hasta 1.33 y es función del tipo de acero y el perfil estructural. En la tabla 2.20 se hacen notar las magnitudes obtenidas en este trabajo de los tres métodos considerados, es decir con un nivel de confianza del 100% (sin error muestral), con un nivel de confianza del 98% (2% de error muestral) y con el criterio de Chauvenet, asimismo las magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  especificadas en el AISC 341-10.

Tabla 2.20 — Magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  de acuerdo con el AISC 341-10 y la propuesta de este estudio

Aplicación	AISC 341-10		Estudio en el mercado mexicano					
			Nivel de confianza 100%		Criterio de Chauvenet		Nivel de confianza 98%	
	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$
Perfiles laminados en caliente								
ASTM A36	1.50	1.20	<b>1.32</b>	<b>1.15</b>	<b>1.31</b>	<b>1.16</b>	<b>1.33</b>	<b>1.17</b>
ASTM A529 Grado 50	1.20	1.20	<b>1.08</b>	<b>1.16</b>	<b>1.09</b>	<b>1.17</b>	<b>1.09</b>	<b>1.17</b>
ASTM A500 Grado B o C	1.40	1.30	<b>1.13</b>	<b>1.11</b>	<b>1.12</b>	<b>1.11</b>	<b>1.12</b>	<b>1.11</b>
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.10	<b>1.01</b>	<b>1.08</b>	<b>1.12</b>	<b>1.12</b>	<b>1.12</b>	<b>1.12</b>
Placas de acero								
ASTM A36	1.30	1.20	<b>1.10</b>	<b>1.13</b>	<b>1.11</b>	<b>1.14</b>	<b>1.11</b>	<b>1.14</b>
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.20	<b>1.08</b>	<b>1.11</b>	<b>1.08</b>	<b>1.11</b>	<b>1.08</b>	<b>1.12</b>

Por otra parte, se observó que los perfiles laminados en caliente como en las placas de acero, no se alcanzaron las magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  propuestos por el AISC 341-10, excepto los perfiles con acero ASTM A572 Grado 50 que fueron ligeramente mayores que el AISC 341-10, por lo que considerar estas magnitudes en un diseño sísmico pueda estarse sobre-diseñando. De

hecho es notable, que en algunas ocasiones, la media de la muestra tampoco fue superior a la magnitud de estos factores.

Asimismo, de los análisis estadísticos desarrollados en universidades de los Estados Unidos, no se alcanzan las magnitudes establecidas en el AISC 341-10 para perfiles de acero estructural ASTM A36 y en algunos casos para ASTM A572 Gr. 50, esto considerando el mismo criterio de este estudio. Sin embargo, para el acero ASTM A572 Gr. 50/A992 resultó ser más común alcanzar las magnitudes del AISC 341-10.

Otro parámetro estadístico que se discutió, es el coeficiente de variación estándar para todos los estudios cuya magnitud varía de un 3 a 9%, lo que indica que a pesar de tener muestras, ya sean menores de 40 y mayores de 10,000, la distribución de probabilidades es muy semejante a la distribución normal, lo que contribuye que considerar las magnitudes de  $R_y$  y  $R_u$  como una media menos una desviación estándar es bastante acertada.

Finalmente, se muestra un estudio comparativo entre los criterios para la determinación del periodo fundamental de vibración propuesto en los reglamentos especializados y los resultados de investigaciones recientes para edificaciones estructuradas con marcos con contravientos excéntricos. El estudio hace notar que, pese a que en algunos casos los reglamentos proponen ecuaciones complejas que dependen de varias variables, los resultados son bastante similares a lo que se obtiene mediante propuestas más simples. Con excepción del reglamento canadiense, el periodo fundamental estimado es una buena aproximación de los resultados de investigaciones analíticas recientes.

# **TENDENCIA CONSTRUCTIVA E INVESTIGACIÓN ANALÍTICA**

CAPÍTULO 3

### 3 Tendencia constructiva e investigación analítica

#### 3.1 Antecedentes

La construcción de edificios de acero en zonas altamente sísmicas es muy común por las ventajas tanto constructivas como particulares del acero. Las ventajas de construir con acero estructural son la rapidez de construcción, el costo del material y la mano de obra, se evitan las juntas frías, la precisión dimensional, la simplicidad en ampliaciones, conexión y unión de los miembros, perfiles prefabricables y la disponibilidad. En cuanto a las ventajas del acero estructural como material son: alta resistencia, ductilidad, durabilidad, homogeneidad, elasticidad, tenacidad, reciclable entre otras (Perea, 2014). Asimismo, los edificios de acero han tenido un buen comportamiento en los sismo de gran magnitud como se menciona en el Capítulo 1 de esta investigación.

Los sistemas estructurales más empleados en la construcción de edificios de acero estructural son: marcos momento-resistente, marcos con contravientos concéntricos y marcos con contravientos excéntricos. De los tres sistemas estructurales mencionados, los perfiles empleados para la construcción de edificios de acero no tiene una regla de uso, sin embargo, es muy común el empleo de secciones tipo cajón o IR (W) para columnas, IR para traveses y vigas enlace y finalmente secciones IR (W) o OR (HSS) para contravientos.

Cuando se va a realizar un análisis y diseño estructural de un edificio de acero y se toman en cuenta las fuerzas sísmicas en el diseño, se deben considerar diferentes factores que dependen de las características del sistema estructural para reducir dichas fuerzas sísmicas. Por ejemplo en la normativa vigente de México como las NTCS-04 o el MOC-08 se debe considerar el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , el factor por sobrerresistencia  $R$ , un factor por la regularidad de la estructura y el factor de redundancia  $\rho$  (MOC-08) para obtener el espectro inelástico o espectro reducido para diseño. En la normativa vigente, por lo general estos factores fueron considerados para estructuras típicas, es decir edificios regulares comunes en las ciudades (Terán, 2014).

Desde ese punto de vista y para conocer el estado actual de edificios construidos de acero con base en marcos contraventeados así como de edificios analizados en investigaciones analíticas recientes, en las siguientes secciones se muestra un estudio de estos dos principios. Asimismo, en la investigación analítica de marcos se proponen los arreglos de marcos de acero con los perfiles previamente diseñados con base en su normativa de diseño. Esta información se tomará en cuenta para proponer los modelos de los edificios que se estudiarán en esta investigación.

#### 3.2 Estado actual de edificios construidos con marcos contraventeados

Como parte de esta investigación, se realizó un estudio para conocer la tendencia constructiva en el uso de los perfiles de acero para la construcción de edificios con contravientos concéntricos y excéntricos. Dicho estudio contempla edificios ubicados en la zona metropolitana del valle de México así como algunos ubicados en el valle de Cuernavaca. En la tabla 3.1 se muestran las características representativas de 18 edificios estructurados con marcos de acero con contravientos concéntricos y excéntricos considerados en este estudio así como los tipos de perfiles estructurales empleados para los elementos tipo columna, trabe, contravientos y viga enlace.

Tabla 3.1 — Estudio de edificios construidos con marcos contraventeados

ID	Nombre del edificio	Tipo de contra-viento	Número de niveles	Coordenadas		Zona sísmica NTCS-04	Tipo de perfil			
				Longitud	Latitud		Columna	Trabe	Contra-viento	Viga enlace
1	Base de Mantenimiento Aeroméxico	Concéntrico	1	-99.0853	19.4238	<i>III d</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	-
2	BMW San Jerónimo	Concéntrico	3	-99.1986	19.3354	<i>I</i>	OC (pipe)	IR (W)	Cajón	-
3	Centro Cuernavaca	Concéntrico	3	-99.2336	18.9192	-	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	-
4	Colegio Internacional México - Pedregal	Concéntrico	6	-99.1987	19.3376	<i>I</i>	Cajón	IR (W)	OR (HSS)	-
5	Tlalpan 560	Concéntrico	8	-99.1370	19.3978	<i>III c</i>	Cajón	IR (W)	OR (HSS)	-
6	Plaza Cuernavaca	Concéntrico	3	-99.2290	18.9329	-	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	-
7	Departamentos Be Grand Pedregal	Excéntrico	15	-99.2000	19.3359	<i>I</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
8	Edificio Juárez esq. Humboldt	Excéntrico	10	-99.1481	19.4352	<i>III b</i>	Cajón	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
9	Mitsubishi Universidad	Excéntrico	6	-99.1603	19.3783	<i>II</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
10	Universidad Insurgentes Plantel Tlalpan	Excéntrico	6	-99.1364	19.4018	<i>III c</i>	IR (W)	IR (W)	IR (W)	IR (W)
11	Walmart Paraíso	Ambos	2	-99.2133	18.8368	-	Sección armada IE		OR (HSS)	Sección armada IE
12	Tosusi S.A. de C.V.	Excéntrico	6	-99.1693	19.4234	<i>III a</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
13	Grupo Mexicano de Seguros	Ambos	4	-99.1846	19.3489	<i>II</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
14	Estacionamiento T1-AICM	Excéntrico	5	-99.0863	19.4345	<i>III b</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
15	Escuela Secundaria LAO-TSE	Excéntrico	3	-99.0987	19.3848	<i>III b</i>	IR (W)	IR (W)	OC (pipe)	IR (W)
16	Edificio Topilejo	Concéntrico	4	-99.1396	19.1982	<i>I</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	-
17	Universidad Marista	Concéntrico	4	-99.0611	19.28236	<i>III b</i>	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	-
18	Bridgestone Cuernavaca	Excéntrico	3	-99.1911	18.9375	-	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)

De los 18 edificios estudiados, 13 de ellos emplearon perfiles IR (W) para columnas y 3 emplearon secciones tipo cajón. Un solo edificio utilizó una sección tubular para sus columnas y otro empleó una sección armada tipo IE.

Respecto a las traves, 17 de los 18 edificios estudiados emplearon secciones IR (W) para el uso de las traves. En relación con el uso de las secciones para los contravientos, 15 de las 18 estructuras emplean el tipo de perfil OR (HSS) para contravientos, y de los 3 edificios restantes, en cada de edificio se empleó un perfil diferente (sección cajón, IR y OC).

Finalmente, de los edificios que emplean marcos con contravientos excéntricos, todos emplean la misma sección para la viga enlace, es decir 9 de los 18 edificios emplearon perfiles IR (W) para la viga enlace o eslabón.

En relación el uso del sistema estructural en función al tipo de suelo del valle de México, Soto y Engelhardt (2005) recomiendan emplear estructuras con base en marcos flexible de acero y estructuras con poca densidad de contravientos en suelos duros. Por lo contrario, recomiendan emplear en suelos blandos y compresibles, estructuras contraventeadas y estructuras a base de marcos rígidos de acero. Con base en lo anterior, en la figura 3.1 se muestra la ubicación y uso de 14 de los 18 edificios considerados en este estudio respecto a la zonificación de la ciudad de México (los 4 restantes ya no corresponde a la zonificación geotécnica del Distrito Federal). De los 14 edificios ubicados en la figura 3.1, 8 edificios están situados en la zona del lago o zona III y su densidad de contravientos cumple con las recomendaciones de Soto y Engelhardt (2005), así como su uso es mayor en esta zona. Por lo contrario en la zona I y II, solo se ubican 6 edificios con marcos contraventeados, cuya densidad de marcos es baja.

Sobre esa base, el empleo de edificios estructurados con marcos de acero con contravientos concéntricos y excéntricos son empleados en zonas donde las solicitaciones sísmicas demandarán la respuesta máxima de la estructura.

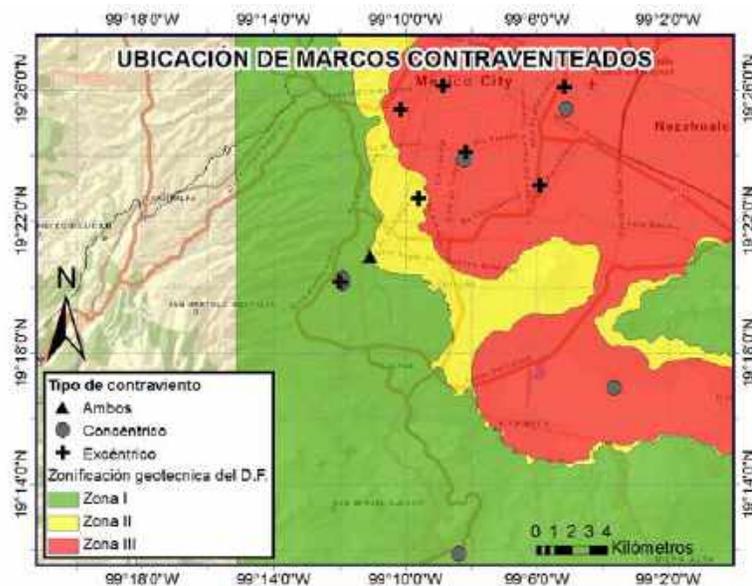


Figura 3.1 — Ubicación geográfica de marcos contraventeados en la Ciudad de México

En la figura 3.2 se muestra a modo de grafica los resultados obtenidos de este estudio, observándose que el perfil IR (W) fue la sección más empleada para columnas, traveses y vigas enlace (figuras 3.2a, b y c); mientras que el perfil OR (HSS) fue la sección con mayor uso para los contravientos (figura 3.2d). Se hace notar que en la figura 3.2d, que de los 18 edificios considerados, en 10 edificios se usaron marcos con contravientos excéntricos.

Con base en las recomendaciones hechas por Soto y Engelhardt (2005) mencionadas anteriormente y con la información mostrada en la tabla 3.1, en los siguientes incisos se muestran las características particulares de cada uno de los 18 edificios considerados en este estudio.

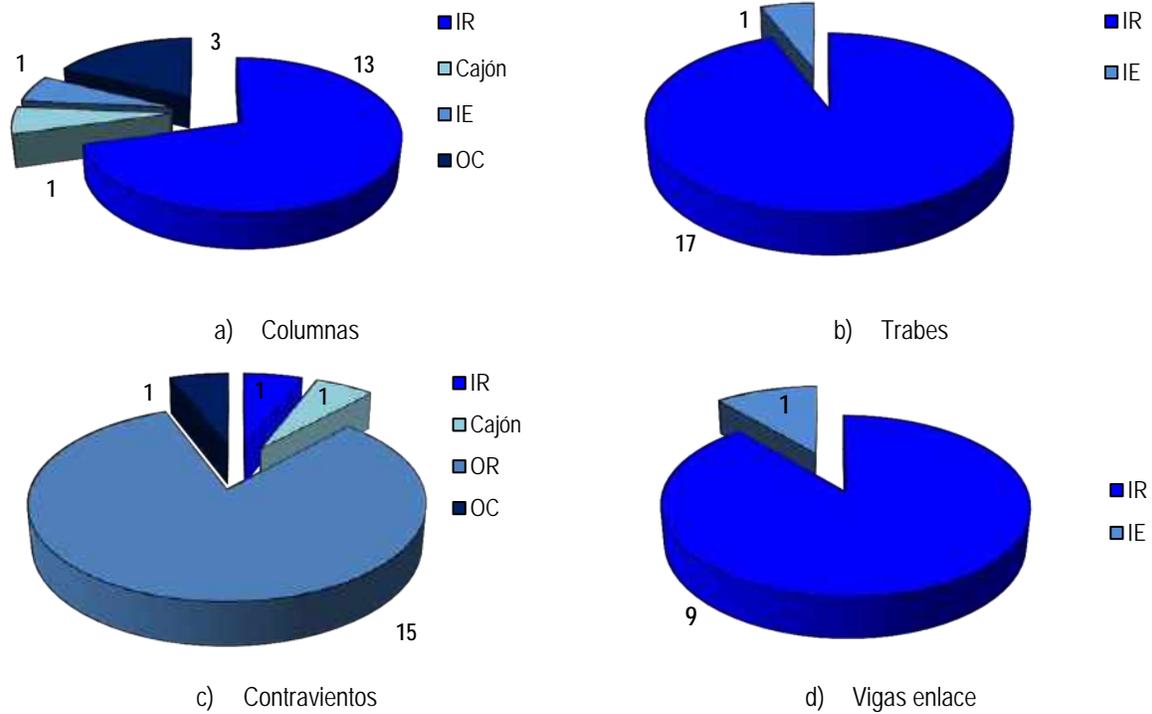


Figura 3.2 — Uso de los perfiles de acero en los elementos estructurales de marcos de acero contraventeados

Es importante hacer mención que las vigas enlace de los marcos contraventeados excéntricamente, no modifican la sección de la viga enlace en relación con la trabe principal, es decir, la trabe principal y la viga enlace son del mismo perfil (no hay reducción de sección o cambio de perfil).

### 3.2.1 Base de mantenimiento de Aeroméxico

El edificio se encuentra ubicado en la zona III (figura 3.1) de la ciudad de México (en el interior del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México AICM), el uso de esta estructura es para dar mantenimiento y servicio a aeronaves. El sistema estructural empleado son marcos de acero con contravientos concéntricos tipo Chevrón, estos marcos están en las partes laterales de la estructura. En la figura 3.3 se muestra una vista lateral de este edificio de mantenimiento.



Figura 3.3 — Vista lateral de los marcos de acero contraventeados concéntricamente del edificio de mantenimiento de Aeroméxico

### 3.2.2 Edificio BMW San Jerónimo

El uso de este edificio es para la venta de automóviles de lujo y estacionamiento. El sistema estructural empleado es con base de marcos con contravientos concéntricos tipo Chevrón, en este edificio se emplearon sección circulares para las columnas y para las traveses de sección IR (W). Por otra parte las secciones empleadas para los contravientos fueron secciones tipo cajón con base en cuatro placas soldadas. El edificio tiene 3 niveles, la planta baja se usa para la venta de vehículos de lujo y el resto para estacionamiento de vehículos. La ubicación de este edificio corresponde a la zona I (figura 3.1). En la figura 3.4 se muestran las vistas laterales del sistema estructural contraventeado concéntricamente.



a) Vista lateral de un marco de acero con contravientos concéntricos



b) Vista lateral del marco de acero contraventeado concéntricamente

Figura 3.4 — Vista lateral de los marcos de acero contraventeados concéntricamente del edificio BMW San Jerónimo

### 3.2.3 Centro de Cuernavaca

Estructura de acero construida a una cuadra del centro de la ciudad de Cuernavaca, el edificio consta de 6 ejes en el sentido transversal y de 3 ejes en el sentido lateral. Los perfiles empleados en esta estructura son: columnas IR (W), traveses IR (W) y contravientos OR (HSS). La estructura tienen 3 niveles y el sistema de contravientos empleado es tipo Chevrón invertidos entre ellos. Los contravientos se localizan en los extremos en el sentido transversal y solo en una crujía.

En la figura 3.5 se muestra una vista lateral y un detalle de conexión de esta estructura ubicada en la ciudad de Cuernavaca.



a) Vista lateral de un marco de acero con contravientos concéntricos



b) Detalle de conexión de los contravientos y de los atiesadores en la trabe

Figura 3.5 — Vista lateral y detalle de conexión del edificio Centro de Cuernavaca

### 3.2.4 *Colegio Internacional México Pedregal*

Localizado en la zona I (figura 3.1) de acuerdo con la zonificación de la ciudad de México, su uso es para escuela y consta de un sótano y 5 niveles. Está estructurado con base en marcos de acero contraventeados concéntricamente en la parte lateral del edificio en su sentido transversal y una crujía en el eje lateral. En este edificio, las columnas son de sección cajón formadas de placas soldadas y las traveses son secciones IR (W). El perfil utilizado para los contravientos fueron secciones OR (HSS).

En la figura 3.6 se muestran dos vistas en isométrico del edificio de acero del Colegio Internacional México Pedregal. En ambas figuras se hacen notar la ubicación de los contravientos que coinciden con las recomendaciones de Soto y Engelhardt sobre la recomendación del uso de contravientos no densos para la zona de terreno firme del valle de México.



a) Vista lateral de un marco de acero con contravientos concéntricos



b) Detalle de conexión de los contravientos y de los atiesadores en la trabe

Figura 3.6 — Vistas en isométrico del edificio Colegio Internacional México Pedregal

### 3.2.5 *Edificio Tlalpan 560*

Este edificio se ubica sobre Viaducto Tlalpan (zona III de acuerdo con la figura 3.1) y en actual proceso de construcción, se está empleando un sistema estructural con base en marcos de acero contraventeados concéntricamente cuyos perfiles para los elementos estructurales son: columnas en sección cajón (cuatro placas soldadas), traveses en sección IR (W) y contravientos en sección OR (HSS). El edificio está distribuido en 8 niveles y un sótano.

En la figura 3.7 se muestran vistas en isométricos del edificio, se hace notar que los contravientos tipo Chevrón están en dos crujías en ambas franjas laterales de la estructura así como en la zona central de la estructura. El sistema de contravientos centrales es tipo Chevrón.

### 3.2.6 *Plaza Cuernavaca*

El nuevo edificio de Plaza Cuernavaca ubicado en la zona noreste de la ciudad de Cuernavaca consta de una estructura con base en marcos de acero contraventeados concéntricamente tipo X en dos niveles. El edificio consta 3 niveles, su uso será comercial y estacionamientos de la plaza.

En la construcción del edificio se emplearon perfiles tipo IR (W) para las columnas y traveses, en cuanto a los contravientos se emplearon perfiles OR (HSS).

En la figura 3.8 se muestra una vista lateral del marco con contraviento concéntrico durante su etapa de construcción y una vista de una crujía al interior de la estructura ya en funcionamiento.



a) Vista en isométrico del edificio con marcos contraventeados concéntricamente

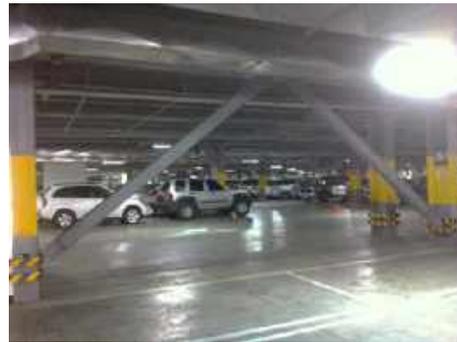


b) Vista en isométrico del edificio con marcos contraventeados concéntricamente

Figura 3.7 — Vistas en isométrico del edificio Tlalpan 560



a) Vista de la estructura durante su etapa de construcción



b) Vista al interior del estacionamiento

Figura 3.8 — Vistas laterales del edificio de Plaza Cuernavaca

### 3.2.7 Edificios Departamentos *Be Grand Pedregal*

Son dos edificios ubicados en la zona de la ciudad de México conocida como Pedregal cuyo uso será para departamentos (zona I de acuerdo con la figura 3.1). Son edificios con 15 niveles cuya estructura es con base en marcos de acero con contravientos excéntricos. Para la construcción de estos edificios se emplearon sección IR (W) para columnas, traveses y vigas enlace. Con respecto a los contravientos se emplearon perfiles laminados OR (HSS). El tipo de configuración de los contravientos excéntricos empleados en estas estructuras fueron centrales o “marco-K” y del tipo extremo o “marco-DC”. Como se muestra en la figura 3.9 las columnas fueron cubiertas con concreto, es decir, columnas de sección compuesta (miembro compuesto embebido).

En la figura 3.9 se muestran dos vista de altura de uno de los edificios departamentales, en la fotografía del lado izquierdo puede apreciarse el empleo de los perfiles laminados de acero y en la figura derecha se hace notar las columnas compuestas de concreto y acero del edificio.



a) Vista durante la etapa de construcción en los últimos niveles del edificio



b) Vista de los contravientos excéntricos y las columnas de sección compuesta

Figura 3.9 — Vistas laterales del edificio de departamentos Be Grand Pedregal

### 3.2.8 Edificio Juárez esquina con Humboldt

Este edificio se localiza en la zona del lago o zona *III* de acuerdo con la zonificación de la figura 3.1, además de estar en una las avenidas más concurridas de la ciudad de México. El edificio se encuentra en una esquina lo que representa que los efectos de torsión ante un evento sísmico pueden ser considerables. El edificio está estructurado con base en marcos de acero contraventeados excéntricamente (configuración central o “marco-K”) cuyas columnas son a base de sección cajón y las traveses y vigas enlace son perfiles IR (W). Los contravientos son perfiles laminados OR (HSS). El uso del edificio son oficinas y en la planta baja un centro de cobro de la Comisión Federal de Electricidad. En la figura 3.10 se hace notar que este edificio en particular, los contravientos se ubican en las dos esquinas del edificio, probablemente para reducir los efectos de torsión.



a) Vista lateral del edificio



b) Vista en esquina del edificio ubicado en la esquina de Juárez con Humboldt

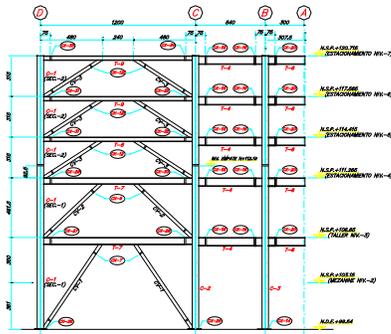
Figura 3.10 — Vistas laterales del edificio ubicado en la Avenida Juárez esquina con Humboldt

### 3.2.9 Mitsubishi Universidad

Este edificio con base en marcos de acero contraventeados excéntricamente y construido en el año 2003, se localiza en la avenida Universidad y casi avenida División del Norte. Su uso es para venta, taller, reparación y almacenaje de vehículos consta de 6 niveles. Es una estructura regular cuyo sistema de contravientos excéntricos del tipo central solo se ubican en los extremos del edificio en su lado corto. La estructura está dividida en 6 crujiás en el sentido transversal (lado largo) y 3 crujiás en el sentido lateral (lado corto). De acuerdo con la zonificación geotécnica del Distrito Federal se localiza en la zona de transición (Zona *II*). Los perfiles estructurales

empleados en este proyecto son: columnas, traveses y vigas enlace perfil IR (W) y para los contravientos perfil sección OR (HSS).

En la figura 3.11 se muestra el marco del eje 1 tanto del proyecto estructural como del mismo marco construido en la zona indicada.



a) Vista lateral de un marco del eje 1 del proyecto estructural

b) Vista del marco del eje 1 contraventado excéntricamente

Figura 3.11 — Vistas laterales de los marcos con contravientos excéntricos del edificio Mitsubishi Universidad (cortesía García, 2014)

### 3.2.10 Universidad Insurgentes Plantel Tlalpan

Este edificio se ubica en el viaducto Tlalpan esquina con viaducto Rio de la Piedad, de acuerdo con la figura 3.1 a la zona tipo III o zona de lago. Es una estructura cuyo uso es escuela y está estructurado con base en marcos de acero contraventados excéntricamente. En este edificio fueron empleados perfiles IR (W) para las columnas, traveses y vigas enlace y en particular, del estudio realizado fue la única estructura cuyos contravientos excéntricos tipo central o “marco-K” en dos niveles son de perfil IR (W). El edificio consta de 1 sótano para estacionamiento y 5 niveles

En la figura 3.12 se muestran la estructuración de los contravientos excéntricos en uno de los extremos del edificio.



a) Vista lateral del marco contraventado excéntricamente

b) Vista lateral del marco contraventado excéntricamente

Figura 3.12 — Vistas de los marcos con contravientos excéntricos del edificio de la Universidad Insurgentes Plantel Tlalpan

### 3.2.11 Walmart Paraíso

Ubicado en el municipio de Emiliano Zapata, Mor., es una tienda de supermercado que si bien, en el primer nivel se encuentra una estructura tipo nave industrial, la planta baja corresponde al estacionamiento en donde los marcos cuentan con contravientos concéntricos en los extremos y en la parte central contravientos excéntricos.

La estructura está formada con columnas y traves de sección armada IE así como la viga enlace para el caso de los contravientos excéntricos. En ambos tipos de marcos los contravientos son de sección OR (HSS). En la figura 3.13 se muestran los dos tipos de contravientos empleados en esta estructura.



a) Vista lateral del marco contraventeado concéntricamente



b) Vista lateral del marco contraventeado excéntricamente

Figura 3.13 — Vistas de los marcos contraventeados en la estructura de Walmart Paraíso

### 3.2.12 Tosusi S.A. de C.V.

Este edificio con uso para estacionamiento ubicado en la zona del lago de ciudad de México (figura 3.1) en la calle de Praga número 45 de la delegación Cuauhtémoc (a dos cuadras de Paseo de la Reforma). Es una estructura de 6 niveles con base en marcos de acero con contravientos excéntricos con cuatro crujías en el sentido largo y 2 crujías en el sentido corto.

La construcción del edificio fue concluida en el año 2010 y los perfiles empleados en esta estructura fueron: columnas, traves y vigas enlace perfiles IR (W) y para los contravientos se emplearon secciones OR (HSS). Los contravientos excéntricos del tipo central o “marco-K” están en el sentido largo del edificio en solo una crujía. El edificio es de forma regular.

En la figura 3.14 se muestra en elevación uno de los marcos contraventeados excéntricamente y un detalle de la viga enlace del marco con los contravientos excéntrico con sus atiesadores centrales.

### 3.2.13 Grupo Mexicano de Seguros

Este proyecto elaborado en el 2012 es parte de una remodelación estructural por cambio de uso, anteriormente el edificio de concreto eran laboratorios y por el cambio de uso a oficinas se tuvo que reforzar la estructura. Dicho refuerzo consistió en construir marcos de acero como elementos de rigidez. La configuración del refuerzo con base en marcos contraventeados concéntricamente tipo Chevrón y los marcos contraventeados excéntricamente son de extremo o “marco-DC”.



a) Vista lateral del marco contraventado excéntricamente



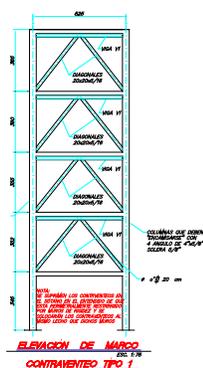
b) Vista del detalle de la viga enlace con sus atesadores centrales

Figura 3.14 — Vistas de los marcos contraventados excéntricos del edificio de estacionamiento de grupo Tosusi (cortesía García, 2014)

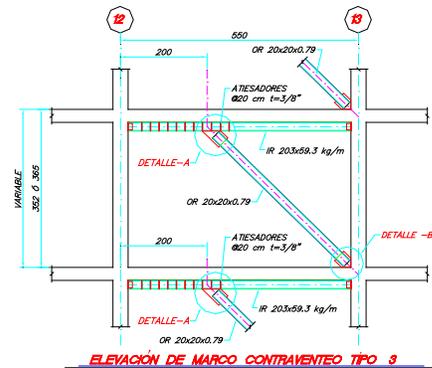
El edificio se encuentra en la delegación Álvaro Obregón del Distrito Federal, en la calle Tecoyotitla perteneciente a la zona de transición o zona II (figura 3.1)

Los perfiles empleados en los marcos de acero son: para columnas, traveses y vigas enlace secciones IR (W) y los contravientos sección OR (HSS). El número de niveles con los que consta este proyecto son de 5 niveles.

En la figura 3.15 se muestran algunas elevaciones del proyecto de Grupo Mexicano de Seguros, así, en la figura 3.15 a) se muestra en elevación el marco contraventado concéntricamente y en la figura 3.15 b) la elevación del marco con contraviento excéntrico.



a) Vista lateral del marco con contravientos tipo Chevrón



b) Vista del detalle de conexión del contraviento excéntrico

Figura 3.15 — Vistas en elevación de los marcos con contraviento concéntrico y excéntrico del proyecto Grupo Mexicano de Seguros (cortesía García, 2014)

### 3.2.14 Estacionamiento terminal 1- Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México

El estacionamiento de la terminal 1 (T1) del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM) que tiene una capacidad de 2,000 vehículos consta de 5 niveles con base en marcos de acero con contravientos excéntricos con una configuración en extremo o “marco-DC”. El estacionamiento de la terminal 1 o también conocido como estacionamiento nacional del AICM, se ubica sobre la Av. Capitán Carlos León frente a las puertas 1 y 2 del edificio terminal en la zona de llegadas nacionales. Este edificio se encuentra en la zona del lago o zona III de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México (figura 3.1).

Los marcos de estacionamiento de la T1-AICM están contruidos con perfiles tipo IR (W) para las columnas, traves y en su caso las vigas enlace. Los contravientos excéntricos son perfiles laminados OR (HSS).

En la figura 3.16 se muestran una vista general del edificio de estacionamiento de la T1-AICM y un detalle de la viga enlace en el extremo del marco.



a) Vista general del edificio de estacionamiento



b) Vista del detalle de conexión del contraviento excéntrico (cortesía Tapia, 2014)

Figura 3.16 — Edificio del estacionamiento de la terminal 1 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México

### 3.2.15 Escuela Secundaria LAO-TSE

El edificio principal de la escuela secundaria LAO-TSE con base en marcos de acero contraventeados excéntricamente. El edificio se encuentra en la zona III de acuerdo con la figura 3.1 El edificio consta de 3 niveles y los marcos de acero contruidos con base en perfiles laminados tipo IR (W) en columnas y traves, así mismo en la viga enlace. Los contravientos empleados en esta estructura son en particular sección tubular. La configuración de los marcos contraventeados excéntricamente son “marcos-K” o viga enlace central.

En la figura 3.17 se muestra una vista lateral de un marco con contraviento y un detalle de la viga central con sus atiesadores.



a) Vista en elevación del marco con contravientos excéntricos



b) Vista del detalle de la viga enlace con atiesadores en la parte central

Figura 3.17 — Edificio de la escuela secundaria LAO-TSE con marcos contraventeados excéntricamente (cortesía Tapia, 2014)

### 3.2.16 Edificio Topilejo

El edificio se localiza en el pueblo San Miguel Topilejo perteneciente a la Delegación Tlalpan del Distrito Federal, actualmente está en construcción un edificio con base en marcos de acero contraventeados concéntricamente. La estructura de los marcos con base en perfiles laminados del tipo IR (W) para columnas y traves, los contravientos con perfiles de sección OR (HSS).

El edificio consta de 6 crujiás en su sentido largo y de 3 crujiás en el sentido corto, en ambos sentidos se cuenta con contravientos concéntricos. Respecto a su altura, el edificio tiene 3 niveles. En cuanto a su ubicación en la zonificación sísmica del Distrito Federal, corresponde a la zona I (figura 3.1).

En la figura 3.18 se muestra las vistas generales de la estructura de acero con los marcos con contravientos concéntricos en ambos sentidos.



a) Vista general en el sentido largo del edificio



b) Vista general en el sentido corto del edificio

Figura 3.18 — Edificio Topilejo

### 3.2.17 Escuela Marista

Los edificios con base en marcos de acero con contravientos concéntricos está ubicado en la avenida General Leandro Valle en la delegación Tláhuac. En relación a la zonificación geotécnica del Distrito Federal, se ubican en la zona del lago o zona III (figura 3.1). Son dos edificios formados con 2 estructuras cada uno, los marcos están construidos con perfiles IR (W) en columnas y traves. Con respecto a los contravientos son perfiles OR (HSS).

Los edificios constan de 4 niveles y la configuración de los contravientos son de tipo Chevrón, donde los contravientos solo llegan al nivel 3 en cada estructura.

En la figura 3.19 se muestran las estructuras de los edificios, la figura del lado izquierdo corresponde a las estructuras actualmente en uso y la figura del lado derecho es durante su etapa de construcción.

### 3.2.18 Bridgestone Cuernavaca

Ubicado a un costado de la autopista México – Acapulco, se encuentra una fábrica de neumáticos la cual cuenta con un edificio de estacionamiento con base en marcos de acero con contravientos excéntricos. Dicho edificio es de 3 niveles cuyas columnas son en sección cajón, las traves y las vigas enlace son secciones IR (W), mientras que los perfiles empleados para los contravientos son OR (HSS). La estructura aparente es de forma regular y los contravientos solo se encuentra en el sentido corto del edificio.



a) Vista general actual de los edificios



b) Vista de los marcos de acero con contravientos concéntricos

Figura 3.19 — Edificios de la escuela Marista (adaptada de [www.coesa.com.mx](http://www.coesa.com.mx))

En la figura 3.20 se muestra la vista lateral del edificio en su sentido corto así como uno de los detalles de la conexión entre los contravientos y la viga enlace.



a) Vista lateral de los contravientos excéntricos



b) Detalle de la viga enlace

Figura 3.20 — Edificio del estacionamiento de la Bridgestone Cuernavaca

### 3.3 Tendencia de estudios analíticos para marcos con contravientos excéntricos

Respecto a la tendencia en la selección de perfiles estructurales para marcos con contravientos excéntricos en investigaciones recientes se muestran en la tabla 3.2. En esta tabla se muestran la selección del tipo de perfil empleado para las columnas, traveses, contravientos y vigas enlace o eslabón asimismo el número de niveles y la altura de los edificios.

En la figura 3.21 se muestran a modo de grafica el empleo de los perfiles estructurales para los elementos de columnas, traveses, contravientos y por ende vigas enlace empleados edificios para los estudios recientes para marcos con contravientos excéntricos. Similar al estudio del estado de los edificios actuales con marcos con contravientos presentado anteriormente, la viga enlace corresponde a la misma sección del perfil de la trabe (solo un estudio cambio de sección en la viga enlace) y, de igual forma el perfil IR (W) es el que se emplea con mayor frecuencia para los elementos tipo columna, trabe y viga enlace. Por otra parte, la sección tubular OR (HSS) por su simetría es el perfil con mayor empleo para contravientos.

Tabla 3.2 — Relación de la selección del tipo de perfil en investigaciones recientes para marcos con contravientos excéntricos

Autor	e/L	Numero de niveles	Altura (m)	Tipo de perfil			
				Columnas	Trabes	Contravientos	Viga enlace
Stratan <i>et al.</i> (2013)	-	3	10.5	IR (W)	IE (S)	IR (W)	IR (W)
Dubina <i>et al.</i> (2008)	0.07	8	28.0	IR (W)	IE (S)	IR (W)	IE (S)
Dubina <i>et al.</i> (2008)	0.07	8	28.0	IR (W)	IE (S)	IR (W)	IE (S)
Rossi <i>et al.</i> (2007)	0.15	4	13.2	IR (W)	IR (W)	IR (W)	IR (W)
Rossi <i>et al.</i> (2007)	0.15	8	26.4	IR (W)	IR (W)	IR (W)	IR (W)
Rossi <i>et al.</i> (2007)	0.15	12	39.6	IR (W)	IR (W)	IR (W)	IR (W)
Köber y Dima (2004)	-	10	35.0	-	-	-	-
Gascón (2011)	0.17	3	11.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Gascón (2011)	0.13	3	11.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Gascón (2011)	0.17	6	21.5	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Gascón (2011)	0.13	6	21.5	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Gascón (2011)	0.13	12	42.5	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Gascón (2011)	0.17	12	42.5	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Mansour (2010)	0.12	5	19.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Koboivic y Olivia (2010)	0.09	14	52.1	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Koboivic y Olivia (2010)	0.09	20	74.3	IR (W)	IR (W)	IR (W)	IR (W)
Koboivic y Olivia (2010)	0.09	25	96.5	IR (W)	IR (W)	IR (W)	IR (W)
Koboivic <i>et al.</i> (2009)	0.07	3	11.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Koboivic <i>et al.</i> (2009)	0.07	8	28.5	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Rozon <i>et al.</i> (2008)	0.08	3	11.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	0.13-0.23	9	36.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)
Kuşyılmaz y Topkaya (2013)	0.15	7	28.0	IR (W)	IR (W)	OR (HSS)	IR (W)

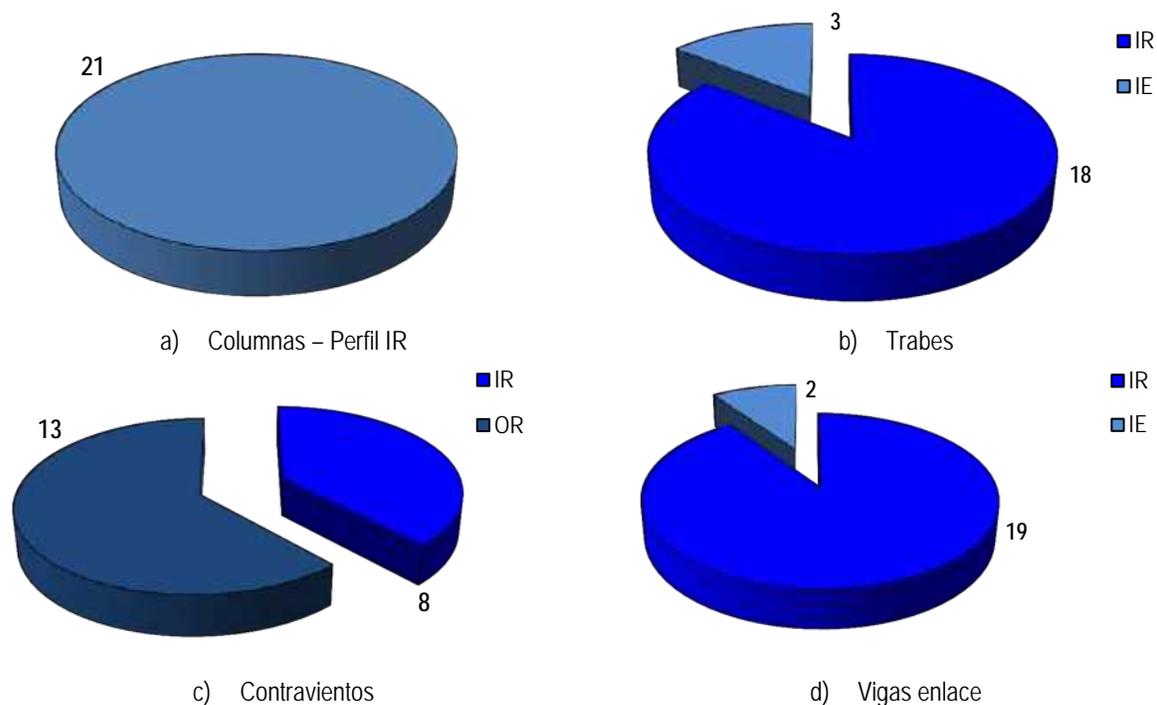


Figura 3.21 — Uso de los perfiles de acero en los elementos estructurales de marcos de acero con contravientos excéntricos en estudios analíticos recientes

De los 22 modelos analíticos empleados en las investigaciones recientes (tabla 3.2), todos emplearon perfiles IR (W) para las columnas. Con respecto al tipo de perfil para las trabes, el 86% empleó perfiles IR (W) y el 14% perfiles IE(S). El tipo de perfil seleccionado para los contravientos fueron OR (HSS) e IR (W), de los 22 modelos el 62% utilizaron perfil OR (HSS) y el resto perfiles IR (W). Finalmente los perfiles empleados para la viga enlace, corresponden al mismo tipo de perfil de la trabe fuera de la viga enlace. De los 22 modelos, el 90% utilizaron perfiles IR (W) y el 10% restante perfiles IE (S).

### 3.4 Comentarios finales de la tendencia constructiva y estudios analíticos.

En relación con el estado actual de edificios construidos de acero con base en marcos contraventeados concéntricamente y excéntricamente (tabla 3.1), y con los modelos de los edificios de marcos contraventeados excéntricamente de investigaciones recientes (tabla 3.2) se definirán las secciones de los perfiles para cada elementos estructural de los modelos analíticos a estudiar.

El uso del tipo de perfil no es una particularidad de un sistema estructural en general, sino que puede ser en función del diseño estructural y en su caso de la disponibilidad que se tengan en el mercado comercial para uso y, existencia del tipo de perfil deseado. Sin embargo, en la investigación de campo e incluso en las investigaciones analíticas recientes, los tipos de perfiles más empleados son los que se mencionan a continuación: para columnas, trabes y en su caso vigas enlace perfiles IR (W) y para los contravientos sección tubulares OR (HSS).

En cuanto al uso del sistema de contravientos concéntricos o excéntricos, de la investigación de campo no refleja una tendencia clara para el uso del tipo del sistema estructural, aunque ambos sistemas son empleados para zonas altamente sísmicas, los dos tipos de sistemas estructurales han desarrollado comportamientos aceptables en los sismos recientes (Capítulo 1 de esta investigación).

Por otra parte, con respecto al número de niveles empleados para los edificios de la investigación de campo así como en investigaciones recientes (tabla 3.2), el número de niveles empleados no tienen una tendencia en particular por el uso del edificio, sin embargo, si es de notarse que las estructuras que serán empleadas para uso habitacional, oficinas o escuelas son las que tienen el mayor número de niveles. En este estudio, la media muestral para los edificios construidos (tabla 3.1) fue igual a  $\mu_{n-cons} = 5.24$  niveles y la magnitud para las investigaciones recientes (tabla 3.2) fue igual a  $\mu_{n-inv} = 8.59$  niveles. Es valioso hacer notar que, la magnitud de la media muestral de edificios construidos corresponde a marcos contraventeados concéntrica y excéntricamente; mientras que la magnitud de la media muestral de edificios de investigaciones recientes corresponde a solo marcos con contravientos excéntricos.

De acuerdo con García (2014), en proyectos estructurales de edificios con marcos contraventeados excentricamente, recomienda que dichos proyectos tengan hasta un máximo de 6 niveles, debido a que han observado que la viga eslabón ya no se plastifica en edificios con mayor número de niveles y, esto concuerda con investigaciones analíticas recientes como Rozon *et al.* (2008) y Koboivic y Olivia (2010).

# MODELADO PARAMÉTRICO CON *OPENSEES*

## CAPÍTULO 4

## 4 Modelado paramétrico con *OpenSees*

### 4.1 Antecedentes

Un sismo de gran intensidad impondrá demandas sísmicas muy grandes a las estructuras con comportamiento elástico, lo que prácticamente en términos económicos, no resultaría factible diseñar estructuras que no presenten ningún tipo de daño ante un evento sísmico severo. Por lo anterior, es común que en la práctica se diseñen estructuras que tengan una resistencia mucho menor al sismo de diseño, pero que cuenten con las suficientes propiedades que les permitan tener un comportamiento dúctil y así disipar energía mediante ciclos de histeréticos que incursionen en un comportamiento inelástico, en otras palabras, mientras que las deformaciones en los elementos de las estructuras sean pequeñas, su comportamiento será elástico y, a medida que estas deformaciones aumenten, el daño en los elementos será mayor lo que induce un comportamiento inelástico.

Actualmente, puede determinarse la respuesta no lineal de un sistema estructural sujeto a acciones sísmicas, mediante el desarrollo de diferentes procedimientos de análisis estructural, cuyo objetivo práctico es predecir el comportamiento esperado de una estructura ante sismos futuros.

Con base en lo anterior, se espera que el daño estructural implique un comportamiento inelástico, las técnicas basadas en los análisis elásticos solo aportan información indirecta, es por ello que el objetivo principal del análisis no lineal es aportar estimaciones directas de las demandas inelásticas de deformación. En cuanto al modelado, las técnicas para análisis elásticos e inelásticos son similares; sin embargo, no solo basta con modelar la geometría y la rigidez de los elementos estructural, sino que también es requerido incorporar información en cuanto a su resistencia y capacidad de deformación, y de su estabilidad ante cargas cíclicas (Terán, 2014).

Existen dos idealizaciones que caracterizan la intensidad del movimiento sísmico, es decir el movimiento del terreno, la primera idealización es por medio de un espectro de diseño a través del dominio de la frecuencia y la segunda idealización describe como varía la aceleración del terreno a través del dominio del tiempo. En relación con lo anterior, se pueden plantear dos tipos de análisis no lineales: estático no lineal y dinámico no lineal. El análisis estático no lineal consiste en empujar lateralmente la estructura incrementando la fuerza hasta llegar al colapso, coloquialmente conocido como “*pushover*”. El análisis dinámico no lineal se estiman las demandas de deformación a diferentes magnitudes a partir de sujetar un modelo detallado de análisis a la acción de uno o varios acelerogramas (Terán, 2013, 2014).

Cabe mencionar que existen varias fuentes de no linealidad, de las cuales podemos comentar la no linealidad geométrica y la no linealidad del material. La primera se debe a que los desplazamientos en la estructura no son pequeños, por ende los efectos de estos y de deformación no deben de despreciarse en el análisis de equilibrio, y la segunda no linealidad se presenta cuando la relación esfuerzo – deformación pierde proporcionalidad lineal por efecto de las cargas externas, por temperatura, por los efectos del tiempo, deterioro del material, etc. Puede presentarse la no linealidad por efecto de ambos factores (Gascón, 2011).

Con base en lo anterior y como se ha discutido en los capítulos anteriores, el comportamiento inelástico de la viga enlace gobierna la respuesta estructural del sistema, así en los siguientes apartados se da una descripción del modelo analítico de un marco con contraventeo excéntrico mediante un análisis dinámico no lineal con el programa *OpenSees*.

Adicionalmente, para modelar el marco contraventeado excéntricamente se tomaron en cuenta algunas recomendaciones de investigaciones recientes como Rozon *et al.* (2008), Prinz (2010), Chen y Tirca (2013), y Gleize y Koboevic (2014).

## 4.2 Programa *OpenSees*

El programa de análisis *OpenSees*, abreviatura del nombre *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (Mazzoni *et al.*, 2006), es un software para la investigación y aplicación para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnico, cuyos sistemas estén bajo las acciones de un sismo, incluyendo análisis de elementos finitos. Cabe mencionar que el programa *OpenSees* proporciona muchos beneficios para los usuarios interesados en la simulación avanzada de los sistemas estructurales con modelos realistas de comportamiento no lineal. El enfoque de modelado en *OpenSees* es muy amigable, ya que permite la selección de diversas combinaciones de un número de diferentes formulaciones de elementos y de formulaciones de los materiales, conjuntamente las aproximaciones cinemáticas que toman en cuenta los desplazamientos así como los efectos  $P-\Delta$ . Asimismo, otra característica funcional del programa, es que también es posible simular cargas estáticas monótonas crecientes, análisis ante cargas estáticas cíclicas reversibles así como análisis dinámicos. Como se mencionó anteriormente, en el programa *OpenSees* pueden desarrollarse modelos de análisis tanto lineales como no lineales.

Actualmente, se puede encontrar tanto el código de instalación del programa, manuales, documentos, ejemplos, etc., en la página web <http://opensees.berkeley.edu/>, así como una sección de ayuda donde existe un foro abierto en donde se permite la interacción con otros usuarios.

El ambiente de *OpenSees* fue diseñado mediante la estructura de programación de objetos, los cuales gobiernan tanto las ecuaciones de los sistemas así como los algoritmos que resolverán estas ecuaciones. La programación mediante objetos permite establecer un ordenamiento lógico cuyo nivel de ellos y su relación se muestra en la figura 4.1.

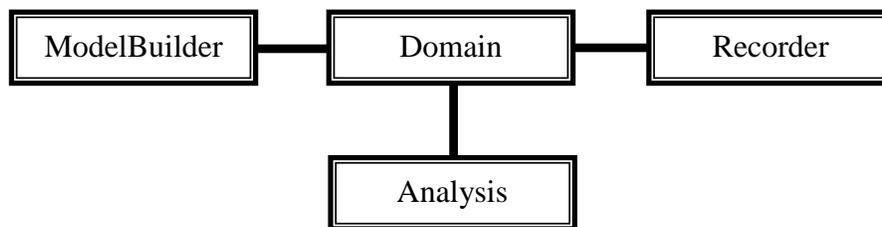


Figura 4.1 — Principales objetos en *OpenSees* (adaptada de Mazzoni *et al.*, 2006)

En la figura 4.1, se hacen notar cuatro objetos: *ModelBuilder*, *Domain*, *Analysis* y *Recorder*. El objeto *ModelBuilder* hace la construcción de los objetos del modelo estructural, es decir los nodos, masas, materiales, secciones, elementos, patrones de carga, transformaciones, bloques, restricciones, etc., que posteriormente serán adicionados al objeto *Domain*. El objeto *Domain*, es el responsable de proveer los objetos creados en el *ModelBuilder* a los objetos *Analysis* y *Recorder*. El objeto *Analysis* representa el análisis desde el estado en el tiempo  $t$  al estado de tiempo  $t + \Delta t$  y varía desde un análisis estático lineal simple hasta un análisis dinámico no lineal. Cada objeto *Analysis* está compuesto por varios objetos que definen el comportamiento del análisis. Finalmente, el objeto *Recorder*, es el objeto definido por el usuario que es

responsable del monitoreo del estado del componente *Domain* durante los análisis, grabando su estado en un archivo seleccionado en intervalos durante los análisis (Tapia, 2014).

### 4.3 Condiciones del modelado analítico

En cualquier estructura por sencilla que sea, las condiciones de modelado de los elementos estructurales así como de las conexiones son importantes para poder representar y estudiar de una forma más “exacta” el comportamiento tanto elástico como inelástico de los elementos. En otras palabras, para migrar una estructural real a un modelo analítico deberán de considerarse el mayor número de elementos, condiciones de apoyo y frontera, efectos no lineales, imperfecciones de los materiales, etc., con el objetivo de poder estudiar de mejor manera el comportamiento global de la estructura como el comportamiento local de cada elemento.

En la figura 4.2 se hace notar del lado izquierdo un marco contraventeado excéntricamente, donde se muestran los elementos estructurales, la conexión trabe – columna, las cartelas o llamadas coloquialmente *gusset plate*, y los atiesadores tanto en columnas como en la viga enlace. Por otra parte, del lado derecho se hacen notar la correspondencia de cada elemento y la presentación esquemática de cada elemento con su longitud efectiva correspondiente, esto con el objetivo definir las condiciones de modelado.

Para tener una mayor sensibilización de los elementos que se utilizaran en el modelo de *OpenSees*, en los siguientes incisos se da una descripción de cada uno de los elementos estructurales considerados así como las condiciones de apoyo y frontera para reproducir adecuadamente la respuesta estructural y que a su vez, coincidan con las pruebas analíticas y experimentales hechas por otras investigaciones recientes.

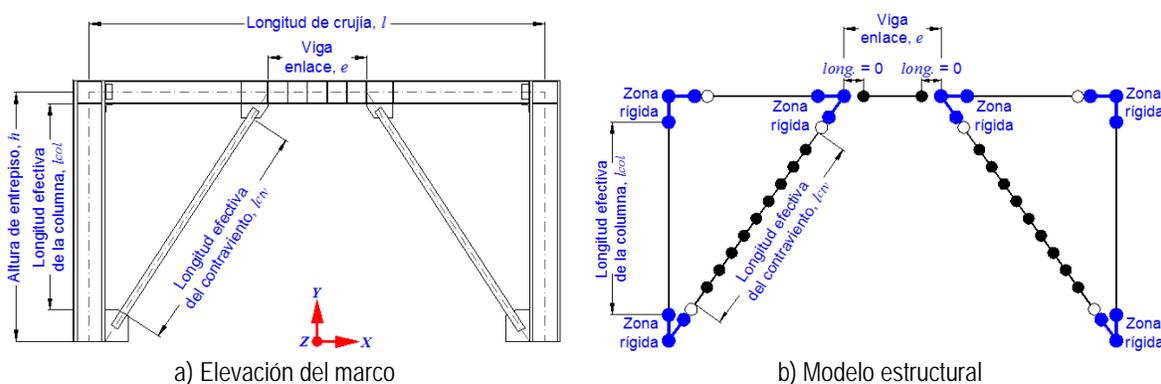


Figura 4.2 — Vista en elevación y condiciones de modelado del marco con contraventeo excéntrico

### 4.4 Definición de los elementos estructurales

En esta sección se describen los elementos que se utilizaran en el modelo del marco en *OpenSees*. Igualmente, se describen las condiciones de apoyo y frontera para reproducir adecuadamente la respuesta estructural y que a su vez, coincidan con las pruebas analíticas y experimentales hechas por otras investigaciones recientes.

Dentro del objeto *Domain*, existen otros objetos donde se definen los elementos, los nodos, las restricciones y los patrones de carga. Sin restarle importancia a los otros objetos mencionados, el objeto que define a los elementos (*Element*) puede ser uno de los más importantes, ya que define más de 100 clases de elementos además de ser el objeto que define la fuerza resistente así como a la matriz de rigidez los desplazamientos especificados a los nodos de

los elementos (Mazzoni *et al.*, 2006). En esta investigación sólo se usaron 4 tipos: los elementos viga – columna elásticos (*elasticBeamColumn*), elementos viga – columna inelásticos (*nonLinearBeamColumn*), elementos de longitud – cero (*ZeroLength*) y los elementos viga con articulación (*beamWithHinges*).

#### 4.4.1 Definición de las zonas rígidas

Cuando dos o más elementos estructurales convergen en un mismo punto, como el caso de vigas y columnas, se consideró una superposición de las secciones transversales. Es por ello que en las zonas rígidas de los desplazamientos de los extremos no hay afectación de las deformaciones axiales y torsionales. En este estudio, se consideran como zonas rígidas las cartelas de la viga y de la columnas en la conexión del contraviento y en la conexión por cortante trabe – columna. Estas zonas son modeladas como elementos viga - columna elásticos (*elasticBeamColumn*) con un aumento de 10 veces mayor del área transversal y del momento de inercia correspondiente a cada elemento. En la figura 4.3 se muestran las zonas consideradas como zonas rígidas.

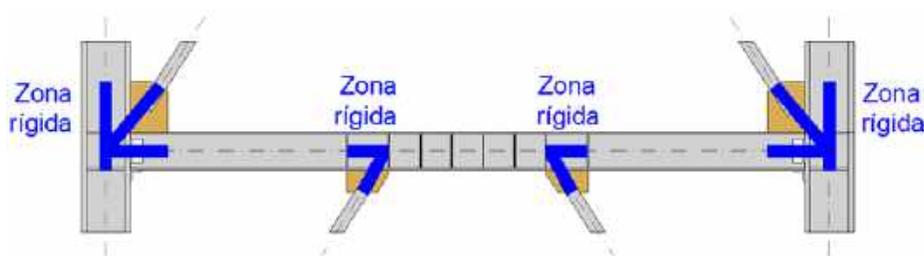


Figura 4.3 — Ubicación de las zonas rígidas en el marco con contravientos excéntricos

#### 4.4.2 Definición de los elementos estructurales trabes y columnas

Para definir los elementos estructurales correspondientes a las trabes y columnas del marco se empleó el elemento viga – columna inelástico (*nonLinearBeamColumn*). Este elemento en particular depende del número de puntos de integración a través de la longitud del elemento que sigue la regla de integración Gauss-Lobatto, la cual considera dos puntos de integración en los extremos del elemento que es donde los momentos son mayores respecto al interior del elemento (Scott, 2011).

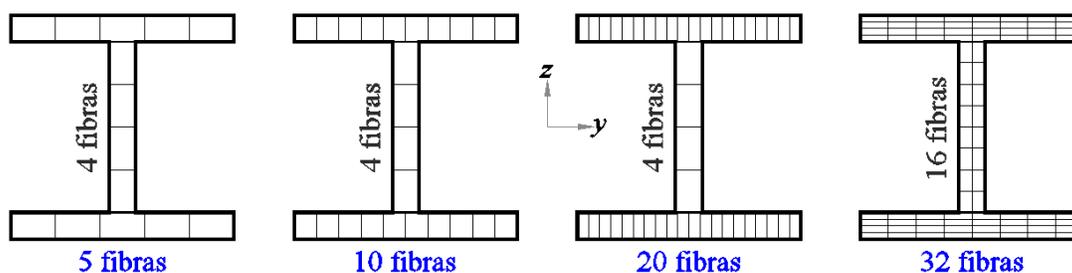


Figura 4.4 — Discretización de fibras en los patines y almas de perfiles IR (W)

Para considerar la distribución de la plasticidad en la sección transversal de las trabes y de las columnas, se dividió la sección transversal en tres parches (*patches*), dos para los patines y uno para el alma de la sección. Asimismo, estos parches fueron discretizados en forma cuadrilátera. En la figura 4.4, se hace notar la discretización variando en las tres primeras el número de fibras en los patines (5,10 y 20 fibras) y dejando constante el número de fibras del

alma y la última discretización corresponde a 32 fibras para los patines y 16 fibras para el alma (Terzic, 2013). Izvernari (2007) realizó un estudio paramétrico considerando las subdivisiones de 5,10 y 20 fibras en los patines y cuatro fibras en el alma, los resultados dejaron en evidencia que cuando se consideró 5 fibras, la respuesta plástica de carga – deformación no fue satisfactoria a diferencia de los resultados obtenidos con 10 y 20 fibras que prácticamente tienen el mismo comportamiento. Sin embargo, considerar más de 40 fibras en toda la sección transversal permite conocer fallas asociadas por flexión biaxial respecto al eje débil, mientras que secciones con 12 fibras en la sección transversal permite estimar con exactitud la respuesta local de la sección (Lignos, 2014).

En la figura 4.5 se hace notar la comparación de considerar el número de subdivisiones de fibras propuesto por Izvernari (2007) hasta las subdivisiones que propone Lignos (2014). Aunque en la figura 4.5 no se logra apreciar el cambio que existen entre considerar una subdivisión de 20 fibras, en la tabla 4.1 se muestran los resultados de manera numérica. En la tabla 4.1 se hace notar el porcentaje de error entre esfuerzos y deformaciones unitarias a pesar de que los patines fueron subdivididos en 5, 10 y 20 fibras los resultados son prácticamente iguales, por esta razón en este estudio, se considera que usar 20 fibras puede estimar con exactitud la respuesta.

Los resultados de la figura 4.5 así como de la tabla 4.1 corresponde a un perfil de sección transversal IR 360 X 382 (W 14 X 257) con una longitud efectiva de  $l_{ctv}= 365.76$  cm (144”) y una relación de esbeltez de 34.87. Asimismo, se utilizó el tipo de transformación geométrica *Geometric Transformation* del tipo  $P-\Delta$  y, las relaciones de esfuerzo y deformación son axiales.

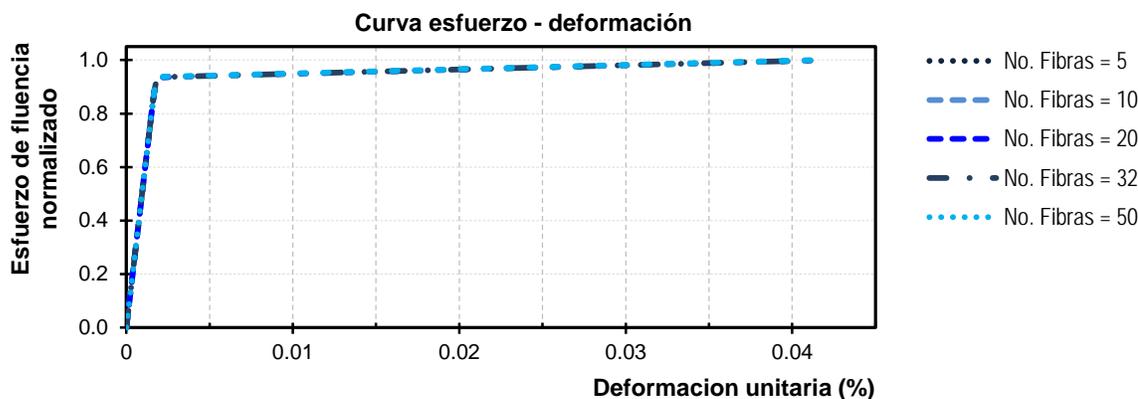


Figura 4.5 — Influencia del número de fibras en las columnas con perfil IR (W)

Tabla 4.1 – Esfuerzos y deformaciones unitarias para un perfil IR (W) subdivido en fibras

No. Fibras	Esfuerzo axial	Deformación unitaria	% error esfuerzo	% error deformación unitaria
5	376.35 MPa	0.04124	0.159	2.363
10	376.35 MPa	0.04124	0.159	2.363
20	376.35 MPa	0.04124	0.159	2.363
32	376.46 MPa	0.04142	0.131	1.941
50	376.94 MPa	0.04224	0.000	0.000

### 4.4.3 Definición de los contravientos

Para los contravientos se consideraron elementos viga – columna inelástico (*nonLinearBeamColumn*), criterio semejante a las traves y columnas. A diferencia de las traves y columnas, para el modelado de los contravientos se tomaron en cuenta dos aspectos importantes: las condiciones de apoyo en los extremos y los efectos de segundo orden.

#### 4.4.3.1 Condiciones de apoyo en los extremos

Investigaciones recientes como Rozon *et al.* (2008), Chen y Tirca (2013), Tapia y Tena (2013a) y Gleize y Koboevic (2014), recomienda realizar la conexión en los extremos del contraviento mediante un modelo como resortes rotacionales; sin embargo, Terzic (2013) propone tres formas de realizar este tipo de conexión: una mediante resortes rotacionales como el resto de las investigaciones, otra mediante elementos tipo fibra y finalmente mediante una articulación en los extremos. Cabe mencionar que para las dos primeras la conexión entre la zona rígida (*gusset plate*) y el contraviento es mediante un elemento de longitud-cero (*ZeroLength*).

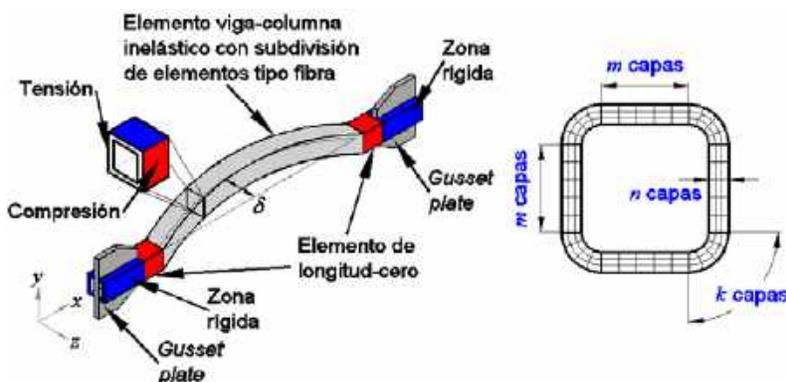


Figura 4.6 — Modelo y discretización de fibras de la sección transversal del contraviento (Chen y Tirca, 2013)

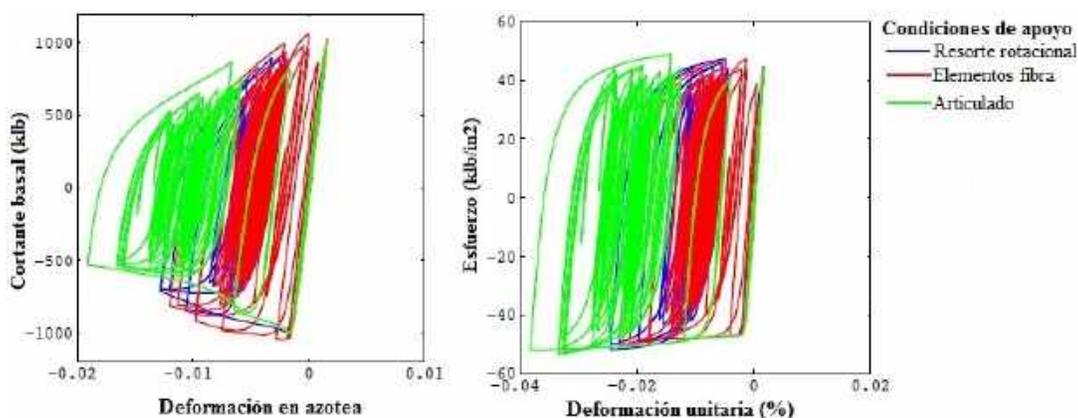


Figura 4.7 — Efecto de las condiciones de apoyo en un contraviento de sección tubular (adaptada de Terzic, 2013)

En la figura 4.6 se muestra una representación esquemática del modelo de contraviento con las cartelas en los extremos y la discretización de las fibras en el elemento, la cual permite una mejor interacción entre las fuerzas axiales y el momento flexionante (Chen y Tirca, 2013). Más específicamente, el contraviento puede presentar pandeo en el plano o en su caso pandeo fuera del plano de la placa de conexión (*gusset plate*). Es aquí donde, dependiendo del tipo de pandeo

podrán presentarse articulaciones plásticas solo en el contraviento o dentro de la placa de conexión (*gusset plate*) (AISC 341-10). Aunque Terzic (2013) recomienda utilizar la conexión entre el contraviento y la cartela mediante elementos tipo fibra o resortes rotacionales, en los marcos contraventeados excéntricamente, los contravientos deben de tener un comportamiento elástico. En otras palabras, los contravientos no deberán presentar daño por pandeo global o local y representar la placa de conexión (*gusset plate*) como una conexión articulada que permite inducir el pandeo en los contravientos.

Por otra parte, en la figura 4.7 se muestra el comportamiento de la sección transversal de un contraviento con los tres tipos de apoyos recomendados por Terzic (2013), cabe mencionar que el comportamiento de un contraviento una vez que pierde su comportamiento elástico, drásticamente pierde rigidez en el inicio de su comportamiento inelástico. Cabe mencionar que en la figura 4.7, el diagrama de histéresis del lado izquierdo corresponde al comportamiento de fuerza axial contra deformación axial y el diagrama histerético del lado derecho corresponde al comportamiento esfuerzo – deformación.

#### 4.4.3.2 Efectos de segundo orden

Para considerar los efectos de segundo orden, la longitud de los contravientos se subdividieron en 10 elementos de sección transversal discretizada en fibras de longitud efectiva, con el objetivo de modelar la variación de la deformación a través de cada miembro del contraviento (Tapia y Tena, 2013a). Para tomar en cuenta los efectos de grandes desplazamientos con deformaciones pequeñas, se recomienda emplear el comando de transformación de coordenadas corrotacionales (*Corotational Transformation*). Cabe mencionar que, el comando de transformación de coordenadas corrotacionales es una clase del objeto de transformación geométrica (*Geometric Transformation*) cuyas clases son las transformaciones geométricas: lineal,  $P-\Delta$  y por ende la corrotacional. Denavit y Hajjar (2013) desarrollaron un trabajo de comparación de los mapeos de transformación lineal,  $P-\Delta$  y corrotacional, donde se destaca que la transformación  $P-\Delta$  considera la actualización de los desplazamientos de los grados de libertad del nodo al final del elemento mientras que, la transformación corrotacional, además de actualizar los desplazamientos, actualiza la orientación del eje local del elemento, lo que da resultados más precisos. De acuerdo con Terzic (2013) modela los contravientos utilizando la transformación geométrica corrotacional, permitiéndole captar el momento preciso de la fractura del elemento adicionalmente, recomienda subdividir al elemento entre 10 y 20 secciones.

Con el objetivo de evaluar la influencia de la subdivisión de los elementos que conforman el contraviento, se desarrolló un estudio paramétrico variando el número de subelementos para el modelado del contraviento en 2, 4, 8, 10, 20 y 50. En la figura 4.8 se nota que las subdivisiones de 2 y 4 son muy cercanos entre ellos. Sin embargo, las subdivisiones mayores a 8 tienen una mejor aproximación y similitud entre ellas. Cabe mencionar que, el tiempo de cómputo requerido para desarrollar los cálculos en el programa es proporcional con el número de subdivisiones. Izvernari (2007) hace notar resultados similares en su investigación donde subdividió el número de elementos para el modelado del contraviento en 2,4,8, 16, 24 y 32 subdivisiones.

Los resultados de la figura 4.8 así como de la tabla 4.2 corresponde a un perfil de sección transversal OR 254 X 12.7 (HSS 10 X ½) con una longitud efectiva de  $l_{cr} = 365.76$  cm (144”) y una relación de esbeltez de 31.71. Asimismo, se utilizó el tipo de transformación geométrica *Corotational Transformation* y las relaciones de esfuerzo y deformación son axiales.

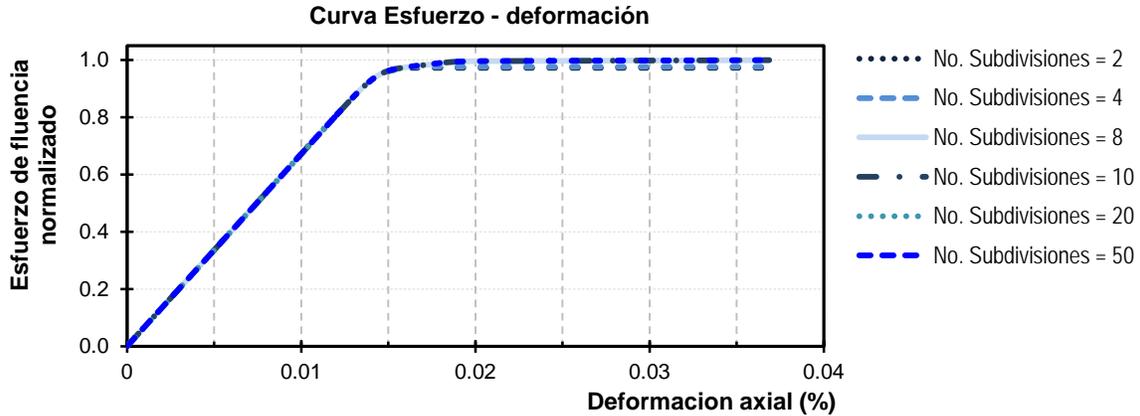


Figura 4.8 — Influencia del número de subdivisiones en el contraviento

Tabla 4.2 - Esfuerzos y deformaciones unitarias para perfil OR (HSS) subdividido en elementos

No. Subdivisiones	Esfuerzo axial	Deformación unitaria	% error esfuerzo	% error deformación unitaria
2	319.88 MPa	0.00369	2.683	0.000
4	321.09 MPa	0.00369	2.317	0.000
8	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000
10	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000
20	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000
50	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000

En la tabla 4.2 se nota que considerar una subdivisión de hasta 8 elementos está relacionado con las magnitudes de esfuerzos idénticos. Por esto, considerar una subdivisión de 10 elementos dará resultados iguales a los que se obtienen de una subdivisión de 50 elementos, con respecto a los efectos de segundo orden.

#### 4.4.3.3 Efecto de las imperfecciones iniciales

Los perfiles de acero estructural no llegan a tener una perfecta verticalidad como puede llegar a ser considerada, esto es dado por diferentes factores como la fabricación de los perfiles, el montaje en obra e inclusive por el golpeteo durante el transporte. Es por ello que para estos efectos como una configuración deformada en forma parabólica, se modeló la imperfección fuera de su plano como la longitud efectiva del contraviento sobre 1,000 ( $l_{ctv}/1,000$ ). Así, las imperfecciones geométricas son conservadoramente supuestas iguales a las tolerancias máximas del material, de su fabricación y del montaje permitidas a miembros desplomados igual a  $L/1000$ , donde  $L$  es la longitud axial entre los puntos que serán soportados lateralmente de los contravientos. Esta deformación está incluida en las coordenadas de los nodos que conforman el contraviento. En la figura 4.9 se muestran los resultados de un estudio paramétrico realizado por Terzic (2013), donde analiza el comportamiento ante carga axial de elementos con imperfecciones desde  $1/2000$  hasta  $1/100$ .

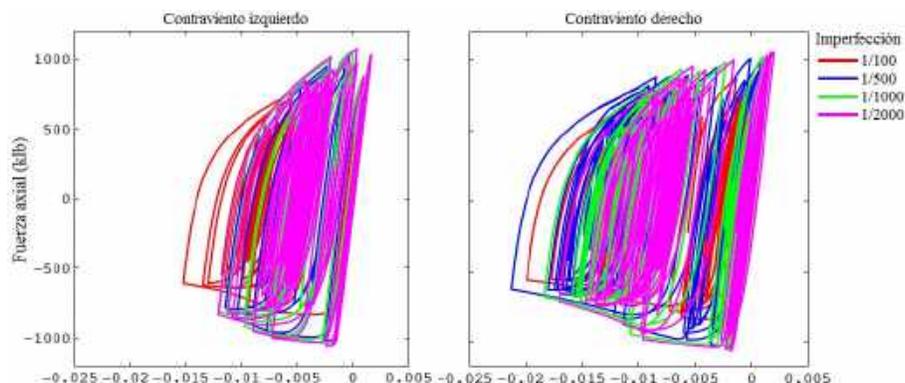


Figura 4.9 — Efecto de las imperfecciones en un contraviento de sección tubular (adaptada de Terzic 2013)

#### 4.4.3.4 Efecto de las imperfecciones de la estructura

Adicionalmente, los edificios considerados en esta investigación se analizarán con un desplome lateral igual a  $H/500$ , donde  $H$  es la altura del entrepiso, que es el límite de los reglamentos especializados vigentes (AISC 360-10; IMCA, 2014).

Este desplome pretende simular las imperfecciones en las conexiones, elementos estructurales, errores en la cimentación, entre otros, con el propósito de obtener resultados analíticos que tengan congruencia con los edificios reales.

#### 4.4.3.5 Discretización de la sección transversal

La importancia sobre la discretización de fibras de un elemento en OpenSees es un aspecto que se ha hecho notar en investigaciones recientes como Izvernari (2007), Rozon *et al.* (2008), Chen y Tirca (2013). Por esta razón, en esta investigación se desarrolló un estudio paramétrico discretizando el número de fibras de una sección OR (HSS) para evaluar la influencia en la respuesta inelástica de elementos en compresión. En la figura 4.10 se muestra la discretización de las placas de 4, 9, 16, 48 y 360 fibras.

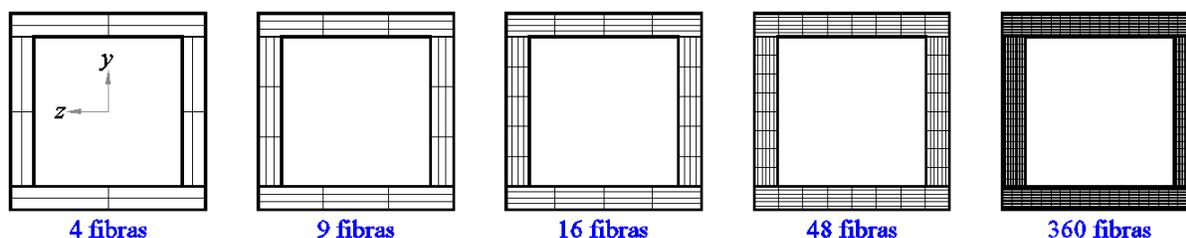


Figura 4.10 — Discretización de las placas de un perfil OR (HSS)

En la figura 4.11 se muestran las curvas esfuerzo – deformación de la calibración de los perfiles OR (HSS) bajo cargas monótonas crecientes con una subdivisión de fibras mostradas en la figura 4.10. Así, se muestra que para el perfil subdividido en 4 fibras no se obtiene una respuesta elástica muy satisfactoria, es decir, la transición entre las respuesta elásticas y plásticas no es tan suave como cuando se obtiene con más de 9 fibras (Izvernari 2007). Los resultados con 16, 48 y 360 fibras prácticamente son muy similares, pero el análisis con más de 16 fibras, se requiere de un mayor tiempo de cómputo, que pudiera ser prácticamente innecesario.

En la investigación de Chen y Tirca (2013) hacen referencia a un trabajo sobre simulación numérica de contravientos donde se recomienda usar un mínimo de 180 fibras en

toda la sección transversal (supera las 48 fibras por placa), sin embargo, Chen y Tirca (2013) también hace notar en otra investigación que, el refinado de la malla o la discretización de fibras no es tan importante para la respuesta global del contraviento.

Los resultados de la figura 4.11 así como de la tabla 4.3 corresponde a un perfil de sección transversal OR 254 X 12.7 (HSS 10 X ½) con una longitud efectiva de  $l_{crv} = 365.76$  cm (144”) y una relación de esbeltez de 31.71. Asimismo, se utilizó el tipo de transformación geométrica *Corotational Transformation* y las relaciones de esfuerzo y deformación son axiales.

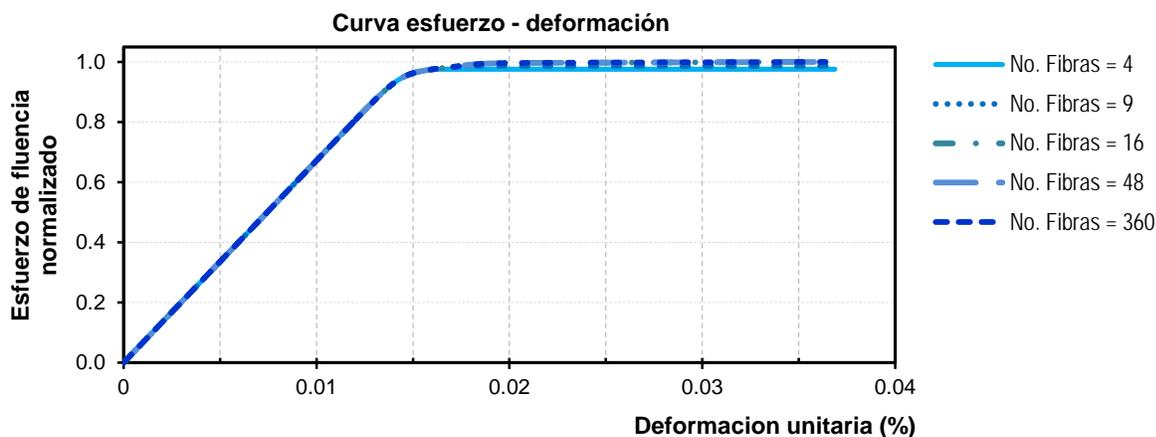


Figura 4.11 — Influencia del número de fibras por placa en un perfil OR (HSS)

Ahora bien, en la tabla 4.3 se enuncian los esfuerzos y las deformaciones unitarias de la comparación de subdividir las placas de los perfiles OR (HSS) en fibras. Si bien, subdividir las placas en 4 fibras da un porcentaje de error bajo (menos del 3%) comparado con una subdivisión de 360 fibras, por lo tanto, considerar una subdivisión de 16 fibras, da resultados iguales que con una subdivisión muy minuciosa.

Tabla 4.3 - Esfuerzos y deformaciones unitarias para perfil OR (HSS) subdividido en fibras

No. Fibras	Esfuerzo axial	Deformación unitaria	% error esfuerzo	% error deformación unitaria
4	320.69 MPa	0.00369	2.439	0.000
9	324.30 MPa	0.00369	1.341	0.000
16	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000
48	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000
360	328.70 MPa	0.00369	0.000	0.000

#### 4.4.4 Discusión de modelado de la viga enlace o eslabón

Como se ha discutido en los capítulos anteriores, la viga enlace o eslabón es el punto crítico en el diseño y detallado de los marcos con contraventeo excéntrico; donde el resto de los elementos estructurales y las conexiones se diseñan para permanecer prácticamente elásticos (García y Tapia, 2014). Por esa razón, considerando la importancia de la viga enlace, el criterio que se tome para modelar la viga enlace deberá estudiarse de la mejor manera posible, con el objetivo de que el comportamiento del eslabón concuerde con investigaciones analíticas y experimentales como Richards y Uang (2004), Rozon *et al.* (2008), Mansour (2010), entre otras. Con base en lo anterior, diferentes investigaciones de modelos analíticos han estudiado la respuesta inelástica de vigas enlace bajo cargas sísmicas, en éstas se ha modelado la viga enlace

como elementos viga-columnas elástico (*elasticBeamColumn*) con una serie de subdivisiones con articulaciones o con la adición de resortes rotacionales o traslacionales. En los siguientes apartados se discuten algunas de estas investigaciones.

#### 4.4.4.1 Richards y Uang (2003)

En la Universidad de California en 2003, se desarrolló un protocolo de ensaye para vigas enlace cortas, es decir que la fluencia del eslabón fuera por cortante de marcos con contraventeo excéntrico. En el trabajo desarrollado por Richards y Uang (2003) compararon los resultados obtenidos de un modelo analítico y de los resultados de las pruebas desarrolladas en el 2002 en la Universidad de Austin, Texas. En la figura 4.12 se muestra la comparación de los resultados obtenidos de un espécimen de viga enlace ensayado en la Universidad de Texas con el modelo analítico propuesto por Richards y Uang (2003).

El modelo propuesto por Richards y Uang (2003) tiene como base un modelo propuesto por otra investigación el cual consiste en una viga elástica con resortes traslacionales y rotacionales en sus extremos. Estos resortes son acoplados en los grados de libertad en cada nodo interno y externo, conectados por medio de elementos de longitud cero. El ángulo de rotación  $\gamma_p$  es calculado como la distancia vertical entre los nodos externos divididos entre la longitud de la viga enlace  $e$ . En la figura 4.13 se muestra el modelo esquemático de la viga enlace con los resortes rotacionales y traslacionales en los extremos, cabe hacer mención que este modelo tiene como base un modelo desarrollado en el trabajo de Ramadan y Ghobarah en 1995 (Universidad de McMaster, Hamilton, Canada), cuyo trabajo está desarrollado por James Ricles y Egor Popov en 1994

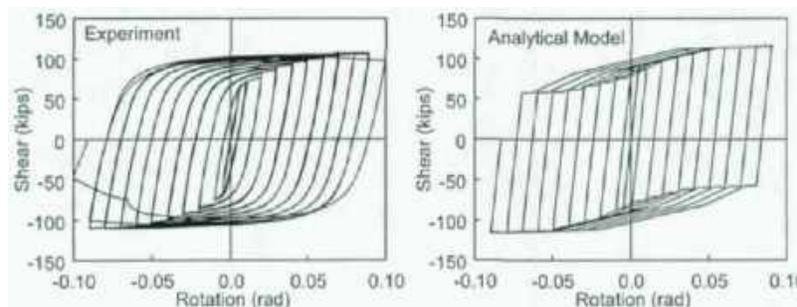


Figura 4.12 — Comparativa entre el ángulo de rotación plástico de un estudio experimental y un analítico (adaptada de Richards y Uang, 2003)

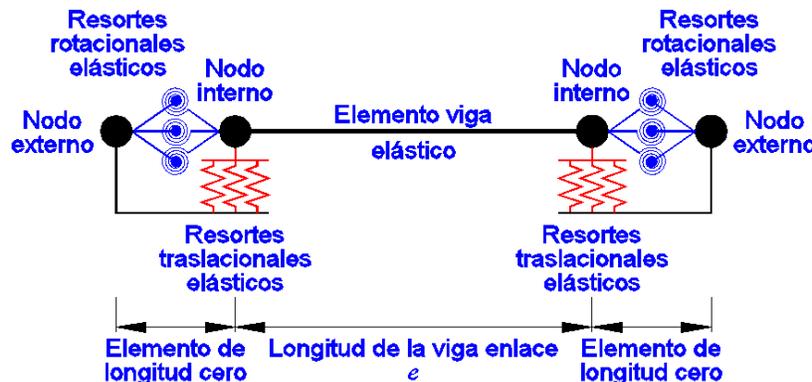


Figura 4.13 — Modelo de Ramandan y Ghobarah (Richards y Uang, 2003)

#### 4.4.4.2 Rozon *et al.* (2008)

Rozon *et al.* (2008) estudiaron la respuesta global de marcos de acero con contravientos excéntricos bajo cargas sísmicas, para lo cual modelaron la estructura en el programa *OpenSees* y la viga enlace fue modelada con resortes con un comportamiento inelástico en los extremos, asimismo se usó el modelo histerético denominado *Steel02* desarrollado con el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto, que incluye endurecimiento isotrópico por deformación. Por otra parte, se empleó un elemento viga-columna elástico (*elasticBeamColumn*) para las vigas enlace. En la figura 4.14 se muestra el modelo empleado en la investigación de Rozon *et al.* (2008), cabe mencionar los extremos del modelo, se consideró elementos de longitud cero (*ZeroLength*) y el resto de los elementos como columnas, traveses y contravientos se utilizaron elementos no lineales (*nonLinearBeamColumn*) y las zonas rígidas correspondientes a las cartelas de los contravientos con elementos viga-columnas elásticos (*elasticBeamColumn*).

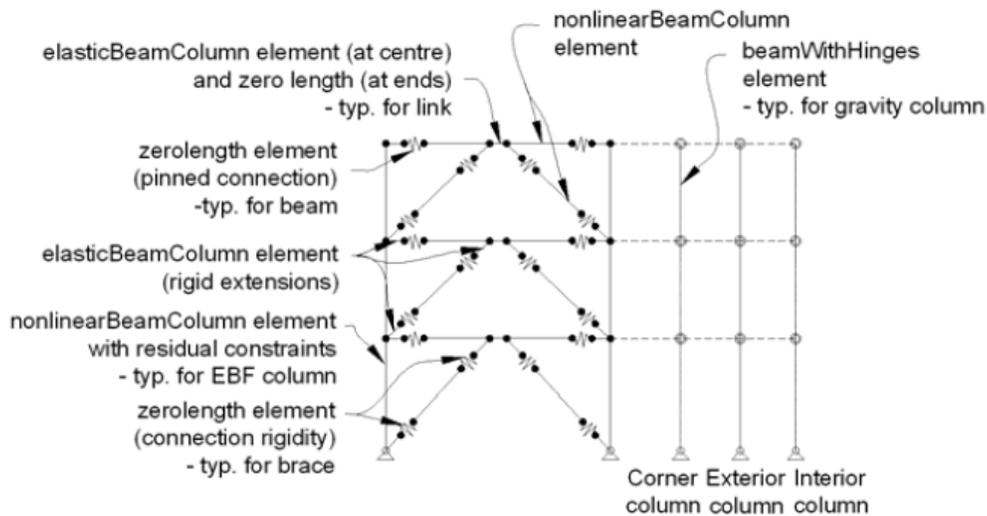


Figura 4.14 — Modelo en *OpenSees* de un marco contraventado excéntrico de tres niveles (adaptada de Rozon *et al.*, 2008)

Por otra parte, para la calibración de las vigas enlace se aplicaron los resultados de investigaciones realizadas por Okazaki en la Universidad de Austin, Texas; donde se obtienen para diferentes especímenes de vigas enlace los puntos de fluencia correspondientes para representar las relaciones fuerza – deformación para cada resorte del modelo en los extremos de la viga enlace (figura 4.13)

#### 4.4.4.3 Prinz (2010)

Prinz (2010) realizó una investigación analítica sobre el comportamiento de marcos de acero contraventados excéntricos y de marcos de acero con contravientos restringidos al pandeo excéntricos. En el estudio de Prinz (2010) considero edificios de 3, 6 y 9 niveles sometidos a cargas sísmicas bajo análisis estáticos no lineales y análisis espectral modal, para lo cual consideró los registros de los sismos de Loma Prieta de 1989 y de Northridge 1994. Los modelos fueron desarrollados en el programa *OpenSees*.

Para los marcos con contraventeo excéntrico, las vigas enlace fueron modeladas bajo los criterios del modelo de la investigación de los doctores Ramadan y Ghobarah en 1995, con algunas ligeras modificaciones hechas en una investigación de Paul Richards en 2004. En la figura 4.15 se hace notar el modelo de la viga enlace que consiste en una viga elástica con

plasticidad y una serie de resortes traslacionales en los extremos de la viga enlace. Para considerar este tipo de elemento, fue modelada la viga mediante el elemento viga con articulación (*beamWithHinges*) conectada mediante nodos interiores y exteriores por medio de un elemento de longitud-cero (*ZeroLength*) con los resortes traslacionales.

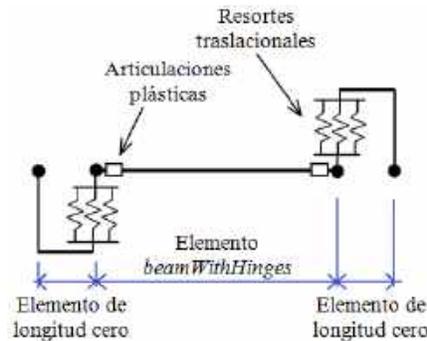


Figura 4.15 — Modelo de viga enlace para un marco contraventeado excéntrico (Prinz, 2010)

Para validar el modelo descrito anteriormente, Prinz (2010) realizó una recreación de una prueba experimental hecha por Okazaki *et al.* (2004), generando un modelo en *OpenSees*, donde se consideró los criterios para la viga enlace que se mostraron. En la figura 4.16 se muestra el modelo estudiado por Okazaki *et al.* (2004) y el modelo en *OpenSees* por Prinz (2010).

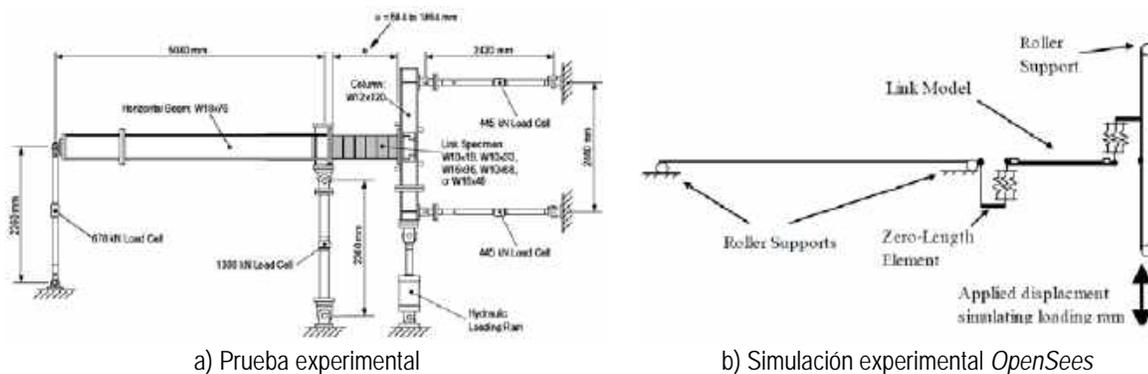


Figura 4.16 — Comparativa entre una prueba experimental y un modelo en *OpenSees* (adaptada de Prinz, 2010)

En ambos modelos (figura 4.16) se consideró una carga cíclica reversible con control de desplazamientos. Con los resultados obtenidos de las pruebas se comparan los resultados de los diagramas de histéresis de la viga enlace por medio del ángulo de rotación plástica  $\gamma_p$  versus la fuerza cortante en la viga enlace  $V_{link}$ . En la figura 4.17 se muestra la comparación de los resultados de la prueba experimental de una viga enlace desarrollada por Okazaki *et al.* (2004) y el modelo desarrollado por Prinz (2010), ambos modelos presentaron un comportamiento histérico similar. Con base en los resultados, el comportamiento entre los sistemas similares de la viga enlace, ofrece una confianza razonable en el modelo propuesto en *OpenSees* (Prinz, 2010).

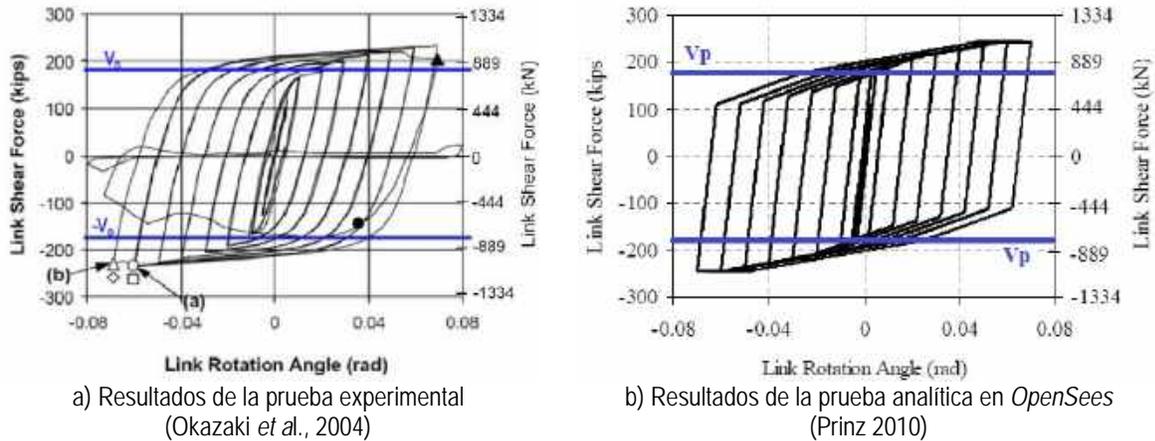


Figura 4.17 — Comparación de los diagramas histeréticos de investigaciones recientes

#### 4.4.5 Modelo paramétrico de la viga enlace

Con base en las investigaciones mostradas y con los resultados de las mismas, se opta por modelar la viga enlace mediante un elemento de viga con articulaciones (*beamWithHinges*) con resortes traslacionales en los extremos conectados mediante elementos de longitud-cero (*ZeroLength*). Las propiedades de los resortes traslacionales se modelan usando un modelo elasto-plástico perfecto y luego se combinan mediante un modelo de un material paralelo uniaxial, dicho modelo corresponde a un elemento con longitud-cero (Richards y Uang, 2003). En la figura 4.18 se muestra el comportamiento constitutivo para el modelo de material paralelo uniaxial desarrollado por Ramadan y Ghobarah en 1995 y modificado en 2004 por Paul Richards.

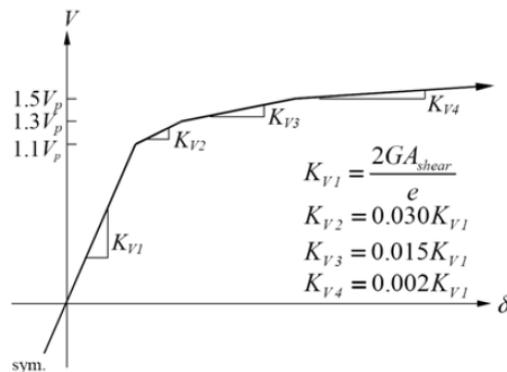


Figura 4.18 — Comportamiento fuerza-deformación de los resortes traslacionales

En la figura 4.18,  $V_p$  es la resistencia nominal a cortante plástico de la viga enlace (AISC 2012),  $G$  es el módulo de cortante,  $A_{shear}$  es el área a cortante de la viga enlace y  $e$  es la longitud de la viga enlace. Cabe mencionar que, si se tratara de una viga enlace donde dominará la fluencia por flexión, en Richards y Uang (2003) se muestran las expresiones para determinar las magnitudes para estudiar el comportamiento de los resortes rotacionales.

En la tabla 4.4 se enuncian las magnitudes y expresiones empleadas en otras investigaciones para calibrar los elementos correspondientes a las vigas enlace.

Tabla 4.4 — Magnitudes para el modelo fuerza-deformación de resortes traslacionales

Estudio	$V_1 (V_p)$	$k_{v1}$	$V_2 (V_p)$	$k_{v2}$	$V_3 (V_p)$	$k_{v3}$	$k_{v4}$
Ramadan y Ghobarah (1995)	1.00	$G \cdot A_{shear} / e$	1.26	$0.03k_{v1}$	1.40	$0.015k_{v1}$	$0.002k_{v1}$
Rozon <i>et al.</i> (2006)	1.00	$2 \cdot G \cdot A_{shear} / e$	1.20	$0.03k_{v1}$	1.35	$0.015k_{v1}$	$0.002k_{v1}$
Este estudio (Prinz 2010)	1.10	$2 \cdot G \cdot A_{shear} / e$	1.30	$0.03k_{v1}$	1.50	$0.015k_{v1}$	$0.002k_{v1}$

Así, dado que  $V_p$  y el  $A_{shear}$  están en función de la sección del perfil y del grado de acero, en caso de tener diferentes secciones de vigas enlace, deberán obtenerse las magnitudes de los parámetros de la tabla 4.4 para cada eslabón propuesto.

#### 4.5 Estudio del modelo paramétrico

El modelo paramétrico estudiado corresponde a un marco con contraventeo excéntrico (figura 4.2) ubicado en la ciudad de México ubicado en la zona del lago (Zona *IIIa* de acuerdo con las NTCS-04). El modelado de los elementos estructurales del marco (columna, travesaños, contravientos y viga enlace) fueron realizados bajo los criterios mostrados en los párrafos anteriores. Las secciones de los perfiles, tipos de acero, dimensiones, cargas gravitacionales, etc., corresponden al proyecto de diseño estructural de uno de los edificios construidos con marcos contraventeados excéntricamente mostrados en el capítulo 3 de esta investigación.

##### 4.5.1 Análisis dinámico no lineal

Con el objetivo de estimar las demandas de deformación del marco de estudio, se realizó un análisis dinámico no lineal a fin de conocer el comportamiento lineal y no lineal de los elementos estructurales del marco de acero. Asimismo, los resultados se compararon con las limitaciones y/o restricciones que son establecidas en los reglamentos vigentes.

##### 4.5.2 Acelerograma de estudio

El acelerograma para estudiar el comportamiento del marco corresponde al registrado en la estación SCT (SCT1850919BT), que se muestra en la figura 4.19, cuya duración es de 180 s, con una aceleración máxima de  $167.92 \text{ cm/seg}^2$ , la cual se registró a los 58.12 s.

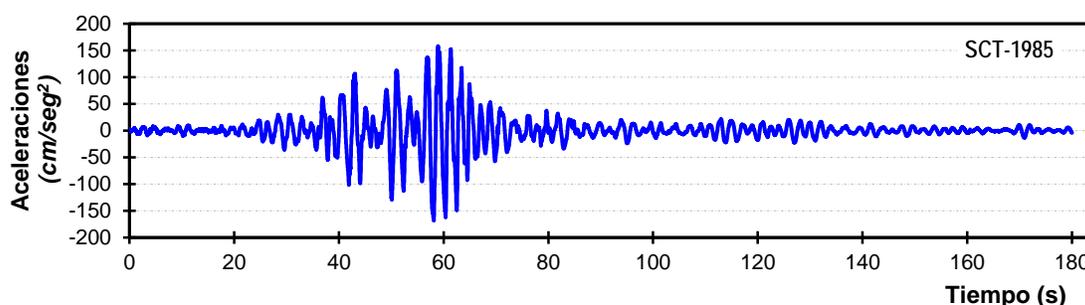


Figura 4.19 — Acelerograma considerado en este estudio

##### 4.5.3 Comportamiento de los elementos estructurales

A fin de conocer el comportamiento del modelo de estudio, se muestran los diagramas de histéresis tanto del marco, así como de cada uno de los elementos estructurales, dando una especial atención al comportamiento de la viga enlace. Cabe mencionar que, para que el sistema estructural realmente presente un comportamiento inelástico, fue necesario amplificar el

acelerograma en un 22.6 (figura 4.19) a modo de que la sollicitación sísmica actuante induzca que los elementos incurrieren en su intervalo no lineal. El periodo fundamental de la estructura fue igual a  $T_e = 0.18$  s.

#### 4.5.3.1 Comportamiento del sistema

La figura 4.20 se muestra el comportamiento global del modelo, donde llegan a superarse las distorsiones permisibles de entrepiso según las NTCS-04, cuya magnitud para marcos de acero con contravientos excéntricos es de 2.0% (0.02).

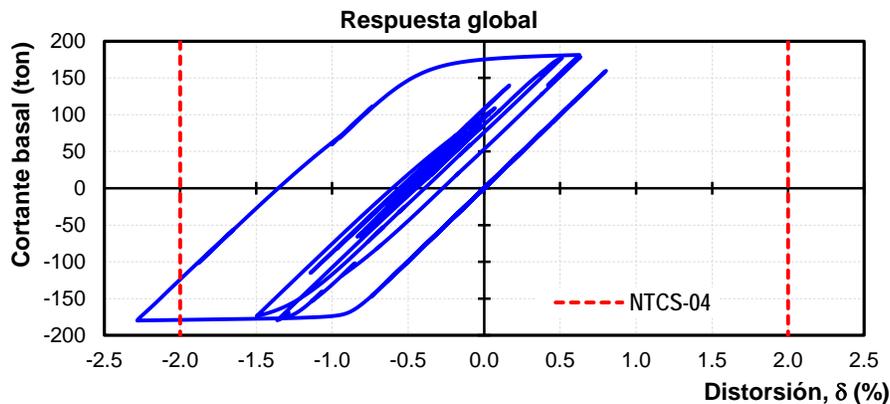


Figura 4.20 — Diagrama de histéresis del modelo paramétrico de estudio

En la figura 4.21 se muestra en función del tiempo como el sistema estructural hasta los 57.70 s (0.42 s antes de la aceleración máxima), el marco permanece en el intervalo elástico. Sin embargo, posterior a los 58 s, los elementos estructurales comienzan a presentar comportamiento no lineal, lo que conlleva a que en el sistema estructural se presente la primera fluencia. Posterior a los 58.99 s, el marco contraventeado excéntricamente ha disipado la mayor cantidad de energía, dado que ya ocurrió la aceleración máxima absoluta del registro sísmico. Después de los 60.40 s, el acelerograma continúa demandando al sistema estructural y este continúa disipando energía hasta la terminación del acelerograma.

Ahora bien, para evaluar y corroborar que en un sistema estructural con contravientos excéntricos, la viga enlace o eslabón es el elemento que debe disipar energía por la fluencia controlada por cortante o flexión, este “fusible estructural” deberá tener un comportamiento no lineal mientras que el resto del sistema estructural (columnas, trabes, contravientos, conexiones, etc.) permanecerán en el intervalo elástico. Con base en lo anterior, los siguientes apartados se estudian los comportamientos de estos elementos estructurales.

#### 4.5.3.2 Comportamiento de la viga enlace

En función de la sección IR ( $W$ ), así como de las resistencias plásticas  $M_p$  y  $V_p$ , se determina si la fluencia de la viga enlace será por cortante o por flexión. En la figura 4.22 se muestra según el AISC 341-10, el ángulo de rotación plástico admisible en función de la longitud de la viga enlace. Así, la viga enlace del modelo de estudio, tiene una longitud  $e$  menor a  $1.6M_p/V_p$ , por lo que se designara como viga enlace corta donde domina la demanda por cortante. Además de que el ángulo de rotación plástico deberá ser menor o igual a 0.08 rad.

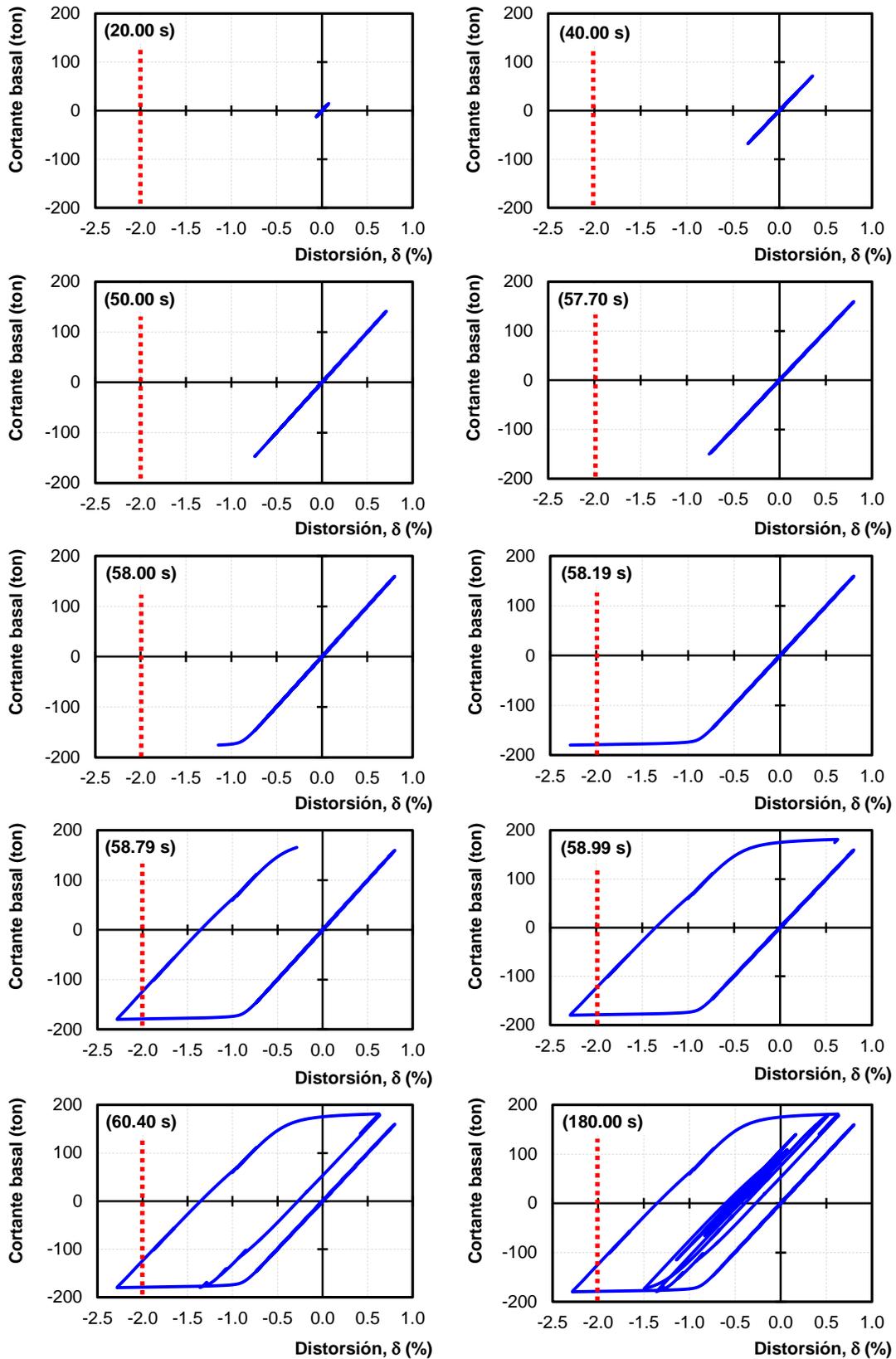


Figura 4.21 — Diagramas de histéresis paso a paso del sistema estructural

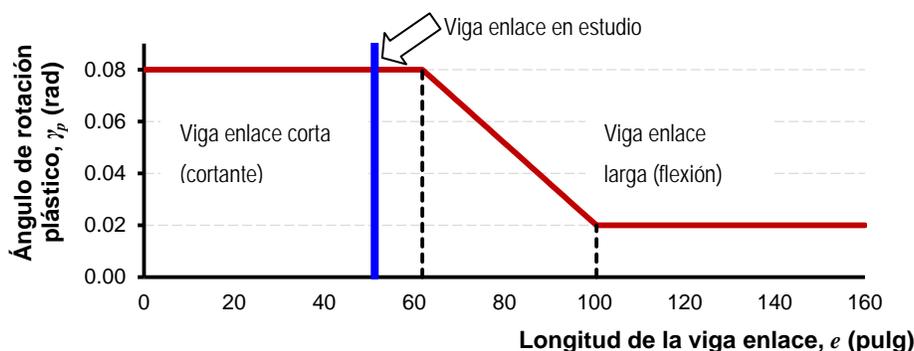


Figura 4.22 — Clasificación del tipo de viga enlace

En los sistemas estructurales con marcos con contraventeo excéntrico es común que para conocer el comportamiento de la viga enlace, se graficó el diagrama de histéresis en función del ángulo de rotación plástico versus el cortante en la viga enlace. En la figura 4.23 se muestra el diagrama de histéresis de la viga enlace del marco de estudio.

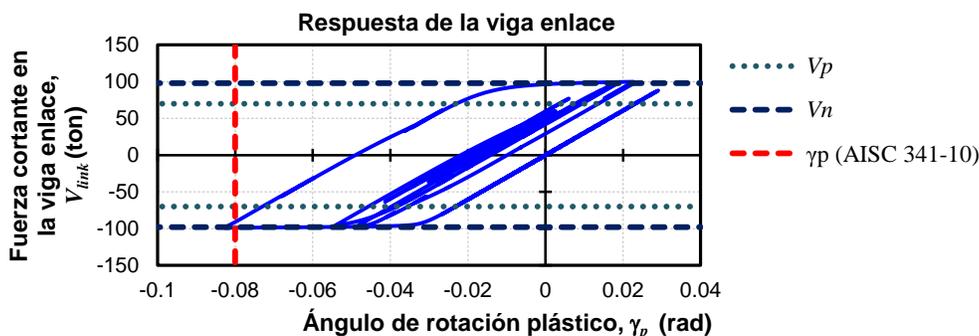


Figura 4.23 — Curva de histéresis de la viga enlace del modelo de estudio

En la figura 4.23 se muestra que el ángulo de rotación plástico de la viga enlace se rebasa por muy poco ( $\gamma_p = -0.0826$  rad), así que la resistencia nominal de la viga enlace  $V_n$  se llevó a su límite de resistencia, es decir  $V_{link}/V_n = 1.02$ . Ahora bien, en la figura 4.24 se muestra el comportamiento del ángulo de rotación plástico en función del tiempo. Asimismo, la magnitud máxima del ángulo de rotación plástico que desarrolló la viga enlace ocurrió cuando el marco fue sometido a la mayor fuerza sísmica, producto de haber transcurrido la aceleración máxima en el terreno. Una vez que se rebasa la aceleración máxima, la viga enlace no regresa a su estado original, quedando un ángulo de rotación plástico permanente en el enlace.

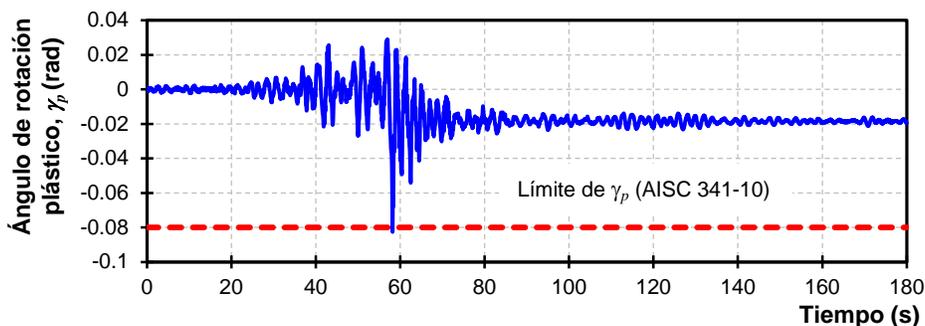


Figura 4.24 — Histograma del ángulo de rotación plástico de la viga de enlace del modelo paramétrico

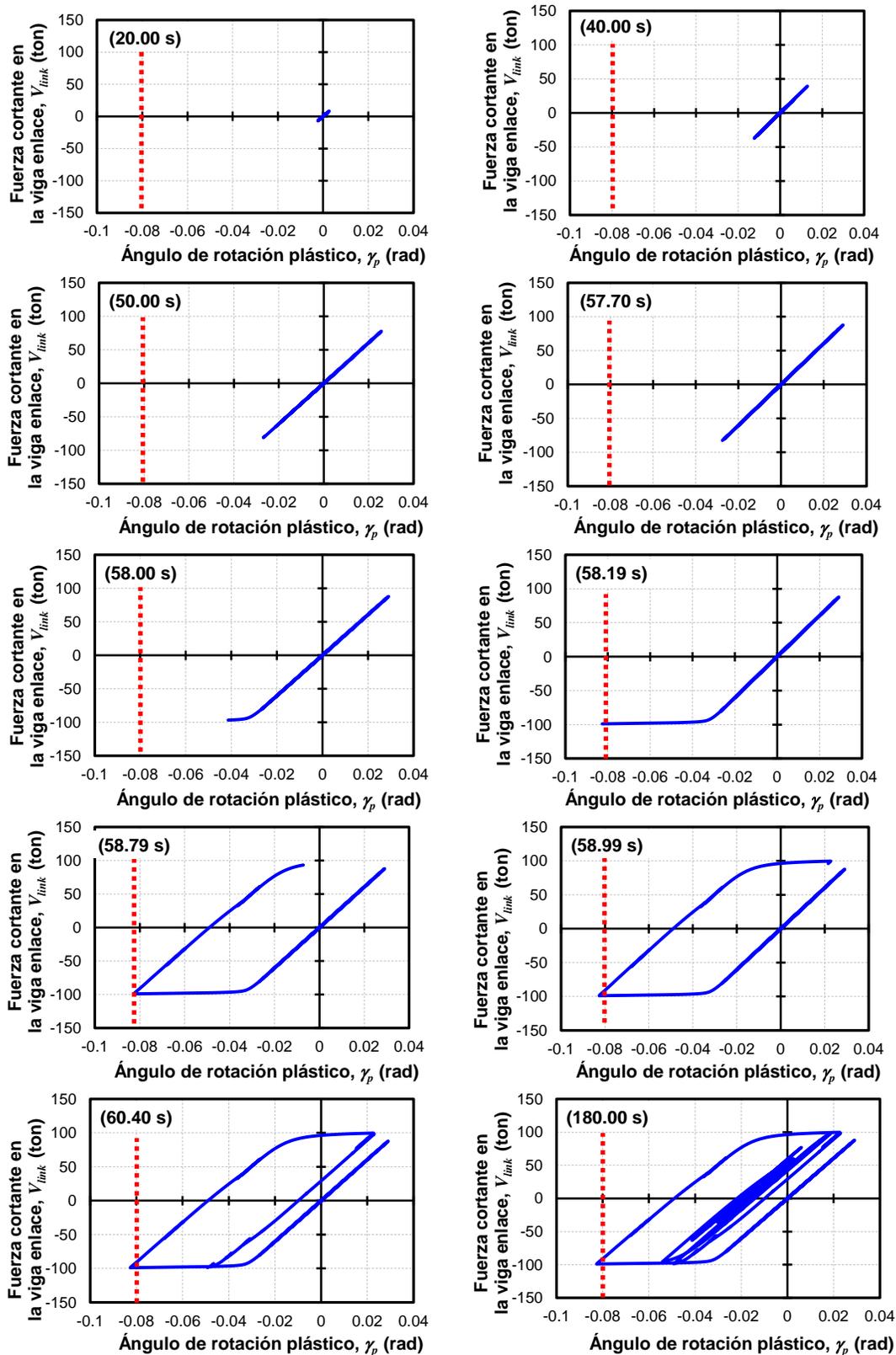


Figura 4.25 — Diagramas de histéresis paso a paso de la viga enlace

Con base en lo anterior se ha mostrado que la viga enlace efectivamente desarrolla una respuesta inelástica, sin embargo a modo de comparar si el comportamiento del sistema es altamente dependiente de la respuesta inelástica de la viga enlace, se muestra en la figura 4.25 los diagramas de histéresis respecto al tiempo retomando la secuencia de la figura 4.21.

Como era de esperarse, la viga enlace comienza a presentar un comportamiento inelástico posterior a los 57.70 s, que coincide con el comportamiento del marco, es decir, a partir de los 57.70 s, ambos comienzan a incursionar en el intervalo inelástico, también posterior a estos segundos el sistema estructural deja de mostrar un comportamiento elástico para comenzar a presentar deformaciones.

Con base en lo anterior, la respuesta del sistema estructural es altamente dependiente de la respuesta inelástica de la viga enlace, por lo tanto, deberá prestarse especial atención en los parámetros que definen su respuesta inelástica.

Por otra parte, investigaciones experimentales recientes de marcos con contravientos excéntricos, posterior a someter el marco a un patrón de cargas controladas por desplazamientos, la viga enlace posterior a la fluencia, desarrolla una rotación “residual” en el sistema considerado que la viga enlace sirve como elemento de protección al sistema por ende protege la estabilidad del sistema ante incrementos de cargas. En la figura 4.26 se muestran los marcos experimentales así como la viga enlace de las investigaciones llevas a cabo por Mansour (2010) y Stratan (2013). Así, con base en las investigaciones experimentales y con los resultados del marco analítico de estudio, se comprueba que posteriormente al someter al sistema a las fuerzas laterales máximas, se desarrolla una deformación permanente en el sistema, producto de las deformaciones residuales en la viga enlace. En la figura 4.24 se muestra que posterior a los 80 s, la viga enlace desarrolló una deformación residual producto del comportamiento inelástico a través de la disipación de energía.

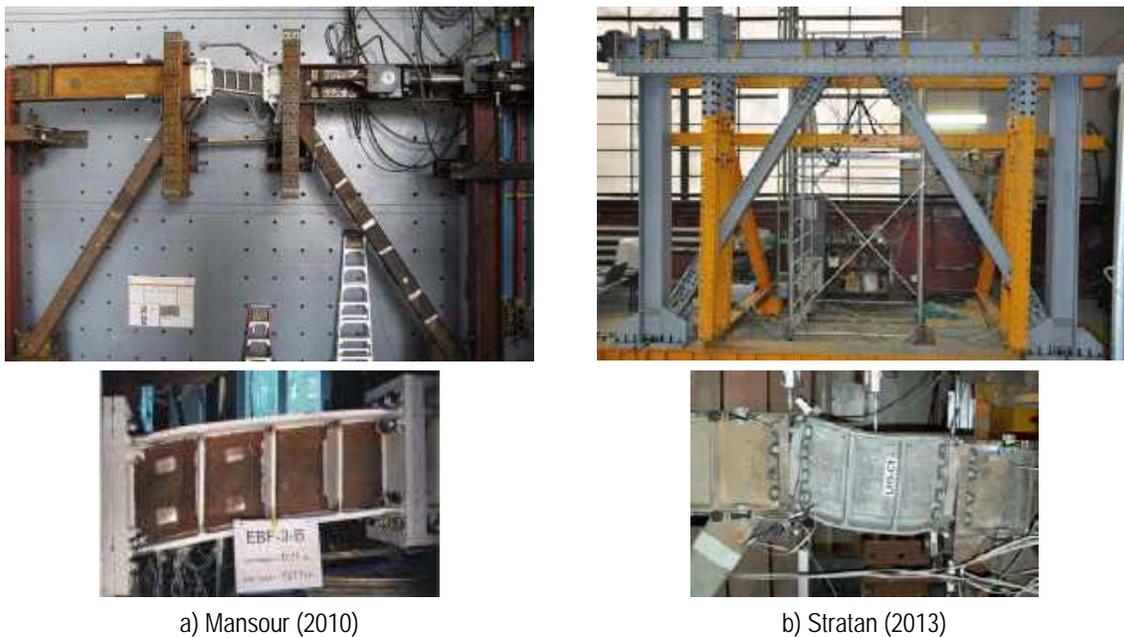
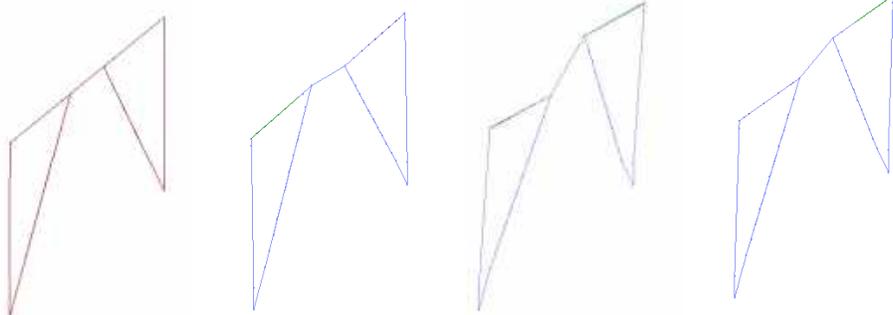


Figura 4.26 — Pruebas experimentales de marcos contraventeados excéntricamente

En la tabla 4.5 se muestra el desarrollo de algunos pasos de tiempo del análisis no lineal modelado en el programa *OpenSees* del marco de estudio. En esta figura se hace notar que

posterior a los 80 segundos el sistema continua resistiendo cargas laterales pero sin embargo, ya desarrolla una plastificación en la viga enlace, pues el ángulo de rotación plástico queda permanente. Adicionalmente, se indica el ángulo de rotación y la fuerza cortante desarrollada en la viga enlace.

Tabla 4.5 — Secuencia y resultados del modelo en *OpenSees*



$t= 20 \text{ s}$	$t= 40 \text{ s}$	$t= 58.19 \text{ s}$	$t= 100 \text{ s}$
$\gamma_p= 0.00047 \text{ rad}$	$\gamma_p= 0.00082 \text{ rad}$	$\gamma_p= -0.082 \text{ rad}$	$\gamma_p= -0.0192 \text{ rad}$
$V_{link}= 1.428 \text{ ton}$	$V_{link}= 2.441 \text{ ton}$	$V_{link}= -98.907 \text{ ton}$	$V_{link}= -2.656 \text{ ton}$

### 4.5.3.3 Comportamiento del resto de los elementos estructurales

Para permanecer elásticos los elementos tipo columnas, traveses, contravientos y conexiones, será necesario conocer su comportamiento para estimar si el diseño propuesto de un marco con contraviento excéntrico es adecuado. Con base en lo anterior, se estudian los comportamientos del resto de los elementos estructurales con el fin de establecer si el modelo paramétrico del estudio cumple con estos requisitos de diseño.

En la figura 4.27 se muestra el comportamiento histórico de los contravientos del modelo en estudio. Ambos contravientos con sección OR (HSS) cuadrado y de acero ASTM A500 Grado B (NMX B-199 Grado B) cuyo esfuerzo de fluencia es de 3,234 kg/cm<sup>2</sup>, mostraron un comportamiento elástico, ya que no alcanzaron su esfuerzo de fluencia.

En el caso de las traveses o elementos estructurales fuera de la viga enlace, la sección es la misma que se usó para la viga enlace, es decir un perfil IR (W) que conforme al Manual IMCA (2014) es acero ASTM 572 Grado 50 (NMX B-284 Grado 50) con un esfuerzo de fluencia de 3,515 kg/cm<sup>2</sup>. En la figura 4.28 se muestra el comportamiento que desarrollaron las traveses. Así, las traveses no muestran un comportamiento inelástico, pues no logran desarrollar un esfuerzo tal que superé al esfuerzo de fluencia.

Finalmente, las columnas mostraron un comportamiento inelástico. En el análisis de un edificio en la práctica, la premisa de diseño es que estos elementos presenten poco o nulo daño. Sin embargo, en estos análisis (figura 4.2) no se pretende verificar los mecanismos de colapso, sino calibrar el modelo y asegurarse que la respuesta inelástica de los elementos que conforman el modelo corresponda con la respuesta de una estructura real. Para ello, se pretende que la distorsión última  $\delta$  (figura 4.20) y del ángulo de rotación plástico de la viga enlace  $\gamma_p$  (figura 4.22) superen los límites establecidos por los reglamentos vigentes (NTCS-04 y AISC 341-10, respectivamente). Por esto, las aceleraciones fueron amplificadas con el propósito de que la viga enlace desarrolle daño por medio de la disipación de energía y redistribuya la demanda al resto

de los elementos estructurales. En la figura 4.29 se hace notar el comportamiento de las columnas de sección IR (W) con las mismas propiedades del acero de las vigas.

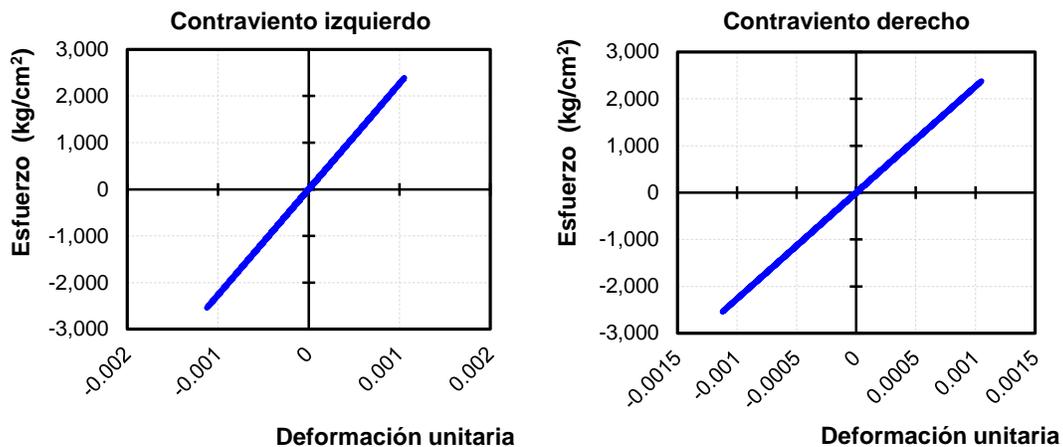


Figura 4.27 — Curvas de histéresis de los contravientos

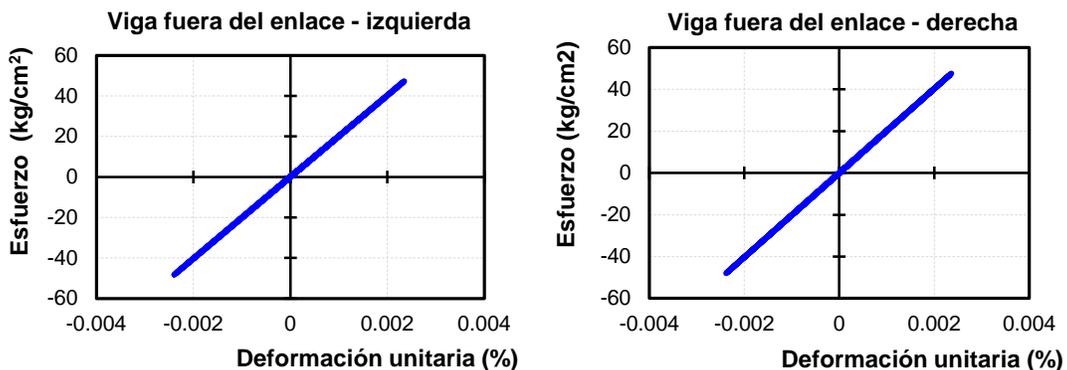


Figura 4.28 — Curvas de histéresis en las vigas fuera del enlace

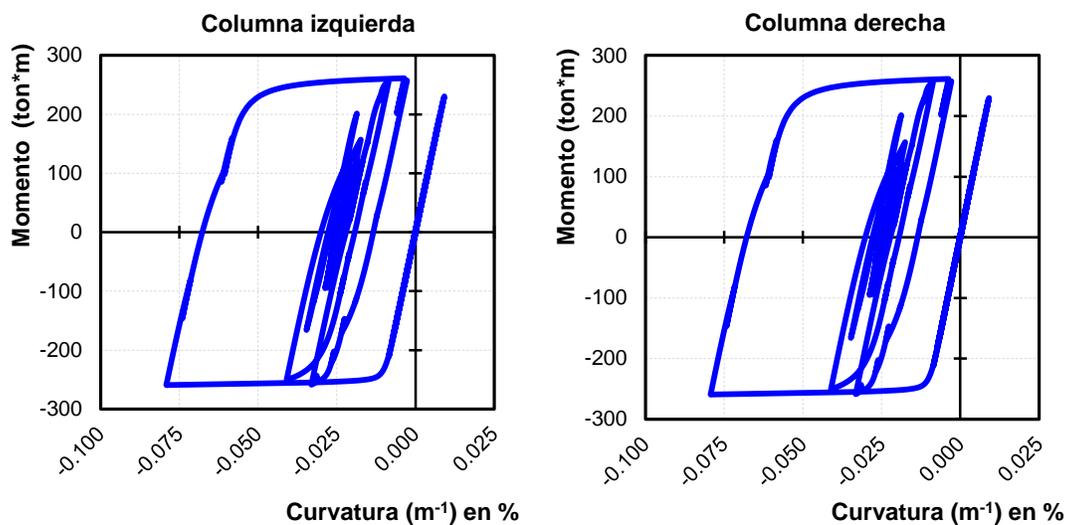


Figura 4.29 — Curvas de histéresis de las columnas

#### 4.6 Comentarios finales

Con el programa *OpenSees* se realizó un análisis dinámico no lineal de un marco con contraviento excéntrico, considerando los diferentes conceptos de modelado en los elementos estructurales (columnas, trabes y contravientos) adicionalmente las zonas rígidas del marco y el elemento estructural crítico, la viga enlace o eslabón.

Cada uno de los elementos estructurales se discretizaron y subdividieron en función de los estudios paramétricos llevado a cabo en esta investigación para estudiar el tiempo de computo. Esto es necesario porque hasta ahora solo se estudió un modelo sencillo (figura 4.2) y los modelos a estudiar serán modelos de edificios completos.

En los contravientos, es importante considerar el efecto de las imperfecciones ya que, si este elemento llega a presentar un pandeo fuera de su plano, podrá generar que en la placa de conexión se genere una articulación plástica y el contraviento tenga un comportamiento inelástico. Asimismo, en la elección del número de subdivisiones y discretización en fibras se consideró el modelo que requirió el menor tiempo de cómputo y un porcentaje de error mínimo comparado con modelo con un número bastante grande de ambos; es decir, una subdivisión de 9 fibras por placa (figura 4.10).

Por otra parte, el modelado de la viga enlace o eslabón, se consideró el desarrollado por Richards y Uang (2003) y retomado por Prinz (2010) ya que los resultados de ambas investigaciones muestran similitudes con pruebas experimentales. Con base en ello, se optó por modelar la viga enlace con un elemento de viga con articulaciones con resortes traslacionales en los extremos, ya que la viga enlace deberá mostrar una fluencia por cortante.

Las propiedades de los resortes traslacionales se modelan usando un modelo elasto-plástico perfecto y luego se combina mediante un modelo de un material paralelo uniaxial, dicho modelo corresponde a un elemento con longitud-cero (Richards y Uang, 2003).

En las figuras 4.20 y 4.23 se muestra el comportamiento del marco con contraviento excéntrico en estudio, así como el comportamiento de la viga enlace que se puede obtener mediante el modelado propuesto. Se hace notar el límite permitido de distorsión máxima como se establece en las NTCS-04, donde la tolerancia es el 2% de distorsiones por entrepiso.

La respuesta de la viga enlace dejó en evidencia que una vez que fluye el eslabón, el sistema en general comenzó a mostrar un comportamiento inelástico con ciclos estables. Además, el ángulo de rotación plástico de la viga supera el límite establecido por el AISC 341-10 para una viga enlace cuya fluencia es controlada por cortante.

Así, los resultados del modelo dejan en evidencia que el marco mostró una respuesta dúctil y estable a través de la fluencia de la viga enlace, y que concuerda con investigaciones recientes, por lo que será de suma importancia determinar adecuadamente la capacidad de la viga, es decir, que el diseño estructural de este tipo de marcos cumpla con la premisa de diseño por capacidad, donde la viga enlace sea el elementos estructural que tenga un comportamiento inelástico.

Ahora bien, los resultados de las pruebas experimentales de Mansour (2010) y Stratan (2013) mostraron que los marcos posteriormente al ciclo de cargas toman una configuración deformada por la fluencia del eslabón. Esto se observó en el modelo de estudio de esta investigación, ya que las deformaciones residuales que se producen en la viga enlace, el marco no regresa a su configuración inicial mostrando una ligera rotación al final del ciclo de cargas (tabla 4.5).

# **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR CAPACIDAD CONFORME A LA REGLAMENTACIÓN VIGENTE**

CAPÍTULO 5

## 5 Procedimiento de diseño por capacidad conforme a la reglamentación vigente

### 5.1 Consideraciones previas

El objetivo de este capítulo es desarrollar una metodología de diseño por capacidad donde se establezcan los requisitos mínimos que deben ser considerados en el diseño estructural de sistemas con contravientos excéntricos, para que la viga enlace o eslabón de cortante concuerde con la premisa inicial de diseño de fluencia plástica mientras que, el resto de los elementos estructurales sean capaces de resistir en forma elástica las demandas sísmicas impuestas. En otras palabras, que ante solicitaciones sísmicas extraordinarias se muestren deformaciones permanentes o cierto grado de daño estructural en el eslabón de cortante y sus alrededores (CSSC, 2011).

Dado que, en este capítulo se busca conocer el comportamiento de un marco de acero con contravientos excéntricos de acuerdo con la reglamentación vigente, se diseñó un marco de cuatro niveles conforme a los requisitos de análisis y diseño acorde con las NTCS-04 y con las NTCEM-04; sin embargo en las NTCEM-04 no se especifica una guía de diseño para este tipo de sistemas estructurales, dejando la opción de consultar literatura especializada siempre y cuando el sistema estructural tenga un comportamiento adecuado bajo demandas sísmicas importantes (NTCEM-04, sección 6.2.5).

En México, es común que las estructuras de acero sean diseñadas bajo los criterios de diseño por códigos nacionales (NTCEM-04; IMCA, 2014) e internacionales (CNBC-05, AISC 360-10, ECO-08). Sin embargo, cualquier edificio que se pretenda diseñar y construir en la ciudad de México, deberá ser diseñado conforme a la reglamentación vigente que se estable en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Así, la normativa vigente (nacional e internacional) hacen referencia a la resistencia requerida o de diseño  $R_u$  y a la resistencia de diseño factorizada  $\phi R_n$ , bajo el criterio de demanda y resistencia de cada elemento estructural. En Tapia y Tena (2010) muestran una comparativa sobre el diseño de elementos a compresión mediante el esfuerzo resistente normalizado con el esfuerzo de fluencia  $f/f_y$  en función de la relación de esbeltez  $kL/r$ , en la figura 5.1 se hace notar que entre los reglamentos comparados, realmente no existe una gran diferencia entre utilizar el AISC 360-10 o las NTCEM-04, dado que las curvas tienen una misma tendencia.

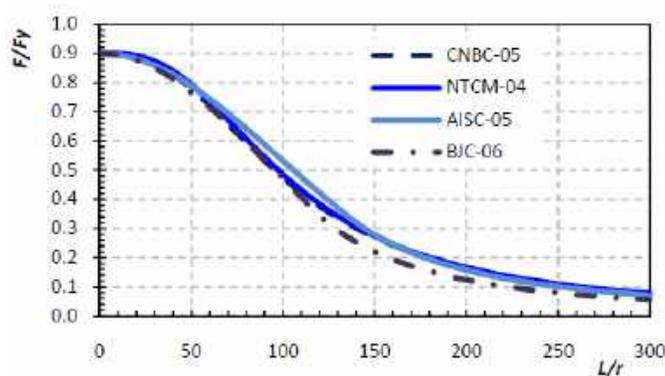


Figura 5.1 — Comparativa para el criterio de diseño de elementos a compresión (adaptada de Tapia y Tena, 2010)

Actualmente en las NTCEM-04 no existen requisitos específicos para el diseño de marcos con contravientos excéntricos, por lo que una solución alternativa son las previsiones sísmicas

AISC 341-10, en donde, se describen las reglas para el diseño de este tipo de sistemas estructurales requiriendo que las fuerzas de los elementos estructural sean calculadas con base en las fuerzas resultantes de las vigas enlace o eslabones de cortante.

## 5.2 Metodología de diseño

En la figura 5.2 se muestra esquemáticamente la metodología propuesta para el diseño de marcos con contravientos excéntricos. Se muestra en la figura 5.2 que la viga enlace o eslabón de cortante es el elemento “crítico” de diseño y que de su resistencia dependerá el diseño del resto de los elementos estructurales.

Sobre esa base, deberá prestarse especial atención al diseñar la viga enlace para que el mecanismo de colapso concuerde con la filosofía de diseño que establece una configuración estructural que permanezca básicamente elástica, mientras que, la viga enlace o eslabón de cortante fluirá plásticamente mostrando deformaciones inelásticas con gran ductilidad y disipación de energía. No obstante, la configuración estructural no solo dependerá de una estática inmediata, sino de la deformación del sistema estructural.

## 5.3 Descripción del modelo

Se propone un marco de acero con contravientos excéntricos de 4 niveles cuyo uso es para oficinas y estará ubicado en la zona del lago de la ciudad de México, con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  (máximo permitido para este tipo de sistema estructural). La altura de los entresuelo corresponde a 4.25 m para el primer nivel y 3.50 m para los niveles restantes. La longitud de la crujía, es decir la distancia entre los ejes de las columnas es de  $L_{crujía}=9.00$  m y la longitud de la viga enlace es de  $e=1.25$  m.

La configuración del marco en este estudio, se realizó con base en el muestreo estadístico de la tendencia constructiva y de estudios analíticos de edificios contraventeados excéntricamente mostrados en el capítulo 3. La configuración corresponde a dos diagonales en V invertida unidas a la parte central de la viga, separadas a una distancia igual a la longitud de la viga enlace.

Respecto a la longitud de la viga enlace  $e$ , el AISC 341-10 recomienda comenzar los diseños con una longitud de  $e=1.3 M_p/V_p$  dado que se garantiza un comportamiento por cortante, asimismo de investigaciones analíticas recientes (tabla 3-2) se emplearon longitudes cuya relación es igual a  $e/L=0.07$  hasta  $e/L=0.23$ , por lo que de manera conservadora se propone el uso de  $e/L \leq 0.20$ , para que el diseño sea controlado por fluencia por cortante.

Así, la longitud de la viga enlace  $e$  definirá el comportamiento inelástico del eslabón, con una menor longitud de  $e$  corresponde a una mayor influencia de las fuerzas cortantes que serán distribuidas de manera uniforme a largo de  $e$ . Adicionalmente, cuando el alma tenga el suficiente arriostramiento contra el pandeo por medio de atiesadores, la fluencia por cortante será altamente dúctil (CSSC, 2011).

Por otra parte, las secciones propuestas (tipo de perfil) corresponden a la preferencia en uso tanto de la tendencia constructiva como de estudios analíticos (capítulo 2). Para vigas enlace, vigas fuera del enlace y columnas serán de sección IR (W) mientras que los contravientos son tipo cajón HSS (OR), ambos de secciones comerciales laminados en frío (IMCA, 2014).

Adicionalmente, en CSSC (2011) recomienda que la inclinación de las diagonales tenga un ángulo entre los  $35^\circ$  y  $60^\circ$  con el propósito de hacer más efectivo el trabajo de los contravientos

y evitar complicaciones en las conexiones. En dado caso de no seguir esta recomendación, para inclinaciones menores de  $35^\circ$  puede que se requieran grandes placas de conexión, mientras que para inclinaciones mayores de  $60^\circ$ , los contravientos tendrán que soportar grandes cargas axiales (compresión y tensión) por lo que a la poste requieran una gran cantidad de tornillos o soldadura en su conexión.

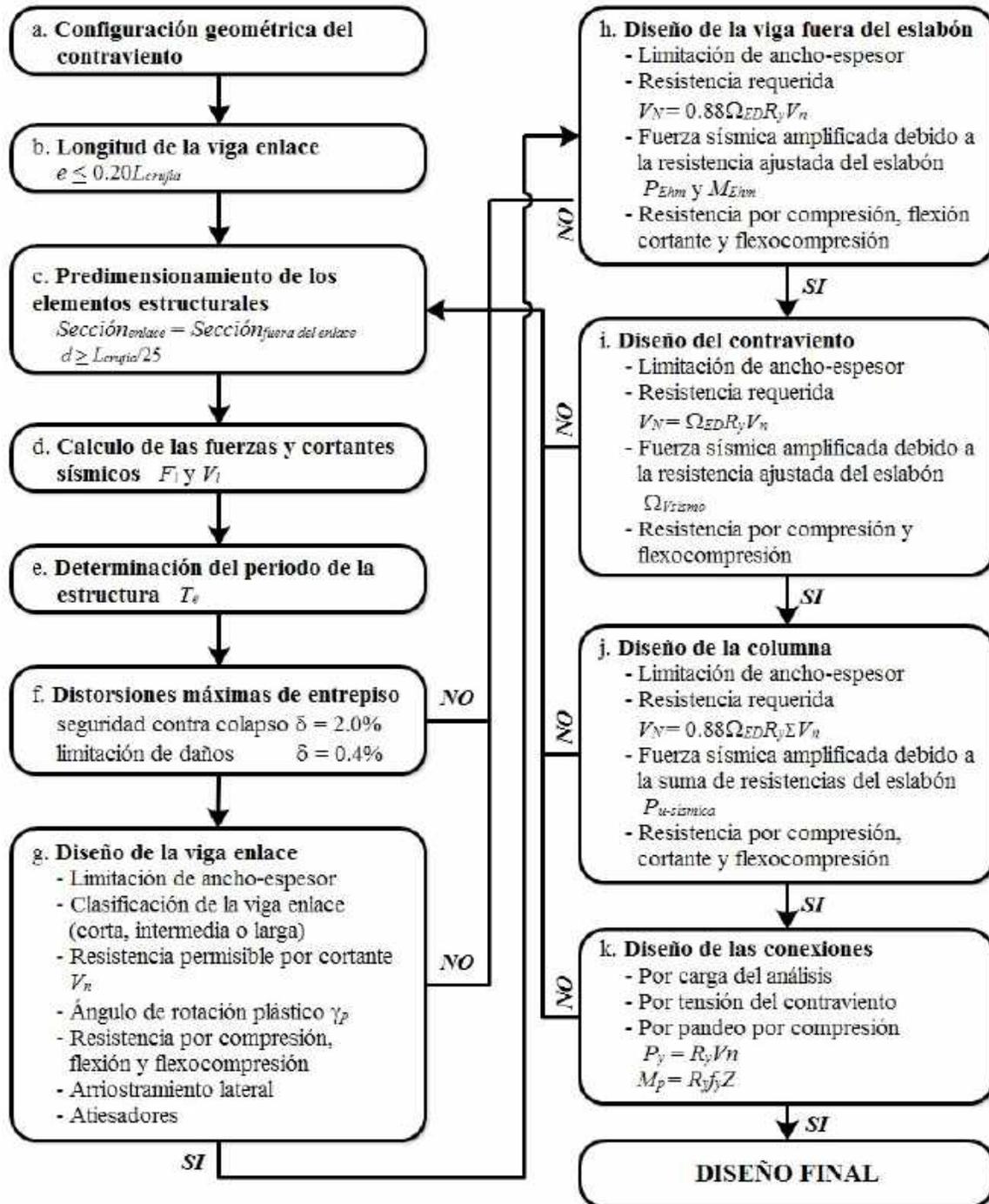


Figura 5.2 — Diagrama propuesto de análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles con contravientos excéntricos

En la figura 5.3 se muestra la configuración del marco en estudio, asimismo se muestran las alturas de entrepiso, las longitudes de la crujía, viga enlace así como la longitud fuera de la viga enlace. En la tabla 5.1 se muestran las secciones de los perfiles comerciales propuestos para análisis y diseño por capacidad propuesto.



Figura 5.3 – Elevación del marco de acero contraventado excéntrico

Una forma práctica de pre-dimensionar el peralte de las vigas es mediante la relación  $L_{crujia}/25$ , de tal manera que la relación del marco de la figura 5.3 pre-dimensionaría un peralte de  $900/25 = 36$  cm. Con base en lo anterior, se proponen vigas con peralte superior a 36 cm.

Tabla 5.1 – Perfiles propuestos para el marco de estudio (IMCA, 2014)

Tipo de perfil			
Columnas	Viga fuera del enlace	Contravientos	Viga enlace
IR 356 X 196.5 (W 14 X 132)	IR 406 X 132.7 (W 16 X 89)	OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8)	IR 406 X 99.8 (W 16 X 67)

### 5.3.1 Determinación de la carga muerta y carga viva

Se considera que el sistema de piso que se utilizará es mediante el sistema constructivo de losacero. Adicionalmente se consideran las cargas adicionales que actúan sobre la losa como son los rellenos, impermeabilizaciones, instalaciones, acabados y la carga adicional estipulada por reglamento (NTCA-04). En la tabla 5.2 se muestran las cargas muertas por entrepiso y en la tabla 5.3 se muestra las cargas muertas en la azotea.

Tabla 5.2 – Cargas muertas de entrepiso

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losacero	205
Vitropiso	25
Mamparas de vidrio interiores	45
Mortero para nivelación	25
Instalación y plafones	40
Carga adicional por reglamento (NTCA-04)	40
<b>Total carga muerta</b>	<b>380</b>

Tabla 5.3 – Cargas muertas en azotea

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losacero	205
Entortado e impermeabilización	55
Instalación y plafones	40
Carga adicional por reglamento (NTCA-04)	20
<b>Total carga muerta</b>	<b>320</b>

En relación a las cargas vivas, se consideraron dos tipos de cargas, la carga viva máxima  $W_m$  la cual será empleada para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y las cargas vivas instantáneas  $W_a$  las cuales se usarán para el diseño por fuerzas laterales, es decir, para fuerzas sísmicas. En la tabla 5.4 se muestran las magnitudes consideradas para este tipo de cargas, considerando que la magnitud está en función del destino del piso o cubierta (NTCA-04).

Tabla 5.4 – Cargas vivas unitarias según las NTCA-04

Destino de piso o cubierta	$W_m$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_a$ (kg/m <sup>2</sup> )
Oficinas, despachos y laboratorios	250	180
Azoteas con pendiente menor del 5%	100	70

### 5.3.2 Combinaciones de diseño

Como se estipula en la sección 3.3 de las NTCA-04, deberán considerarse distintas combinaciones de acciones, así como para cualquier estado límite de falla posible. Cada combinación en estudio será multiplicada por los factores de carga correspondiente, tal que para combinaciones que solo impliquen cargas permanentes y acciones variables, el factor será de 1.4, mientras que para acciones permanentes, variables y accidentales (sismo), el factor será de 1.1.

Para el caso de estructuras de acero, de acuerdo con las NTCEM-04 deberán de considerarse fuerzas ficticias horizontales para tomar en cuenta las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura. Estas fuerzas ficticias deberán considerarse en todas las combinaciones de carga y serán tomadas iguales a 0.005 veces la carga vertical de diseño que actúe en el nivel. El AISC 360-10, así como el IMCA (2014) consideran perfecciones iniciales por desplome de entrepiso de 1/500 (0.002) a diferencia de las NTCEM-04 que consideran un desplome de 1/200, es decir 0.005.

En la tabla 5.5 se enuncian las combinaciones de cargas estáticas y en la tabla 5.6 se muestran las combinaciones consideradas para el diseño de los elementos estructurales con su factor de carga correspondiente.

Tabla 5.5 – Combinaciones de cargas estáticas

Comb.	Carga Muerta ( $C_M$ )	Carga viva máxima ( $W_m$ )	Carga viva instantánea ( $W_a$ )	Cargas accidentales ( $S_x$ )	Fuerzas ficticias debido a $C_M$ ( $FFH_{C_M}$ )	Fuerzas ficticias debido a $W_m$ ( $FFH_{W_m}$ )	Fuerzas ficticias debido a $W_a$ ( $FFH_{W_a}$ )
Comb1	1	0	0	0	1	0	0
Comb2	0	1	0	0	0	1	0
Comb3	0	0	1	0	0	0	1
Comb4	0	0	0	1	0	0	0

Tabla 5.6 – Combinaciones de cargas de diseño

Comb.	Cargas estáticas			
	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4
Comb101	1.4	1.4	-	-
Comb102	1.1	-	1.1	1.1
Comb103	1.0	1.0	-	-
Comb104	1.0	-	1.0	-

### 5.3.3 Espectro de diseño sísmico

Con base en los criterios del Apéndice A de las NTCS-04, en la figura 5.4 se ilustra el espectro de diseño elástico así como el espectro de diseño inelástico reducido por los factores de reducción por comportamiento no lineal y por sobrerresistencia. Se consideró que el marco estaría situado en la zona del lago, es decir zona III cuyo periodo del suelo corresponde a una magnitud de  $T_s= 2.00$  s, los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  fueron iguales a 1.175 y 2.40 s respectivamente, factor de comportamiento sísmico igual a  $Q= 4$ , factor de irregularidad igual a  $FI= 1$  (estructura regular), además considera que pertenece al grupo  $B1$ , por lo que no será necesario incrementar las ordenadas espectrales. En la figura 5.4 adicionalmente, se ilustran los periodos del suelo  $T_s= 2.00$  s así como el periodo del marco contraventado excéntricamente  $T_e= 0.418$  s.

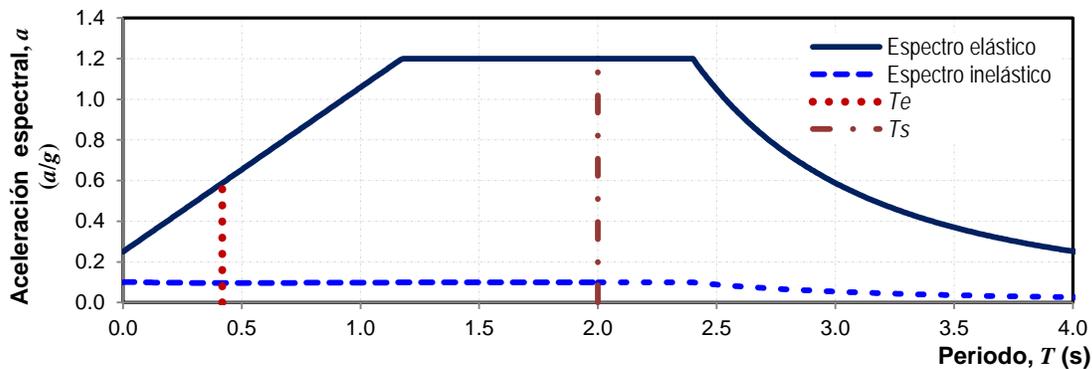


Figura 5.4 – Espectros de diseño para  $T_s= 2.0$  s y  $Q= 2.804$  de acuerdo con el Apéndice A

### 5.3.4 Fuerzas sísmicas laterales

Las fuerzas sísmicas de diseño se obtienen aplicando los criterios del Apéndice A de las NTCS-04, cuyo análisis corresponde al método estático; para lo cual será necesario conocer la magnitud del periodo fundamental de la estructura, es decir  $T_e= 0.418$  s. Con dicho periodo, se obtiene la magnitud de la aceleración espectral reducida  $a'$  (espectro inelástico). En la tabla 5.7 se muestran las fuerzas sísmicas obtenidas aplicando la metodología del Apéndice A de las NTCS-04 para  $T_e= 0.418$  y  $T_b= 2.40$  s.

Tabla 5.7 – Fuerzas sísmicas laterales según el Apéndice A (NTCS-04)

Entrepiso	$h_n$ (m)	$h_i$ (m)	$W_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton-m)	$W_i \cdot h_i^2$ (ton-m <sup>2</sup> )	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)	$F_i/V_i$
Azotea	3.75	15.50	63.00	977	15,136	20.610	20.610	0.2927
3	3.75	11.75	98.31	1,155	13,573	24.381	44.991	0.3463
2	3.75	8.00	98.31	786	6,292	16.600	61.591	0.2358
1	4.25	4.25	98.31	418	1,776	8.819	70.409	0.1252
<b><math>\Sigma</math></b>	<b>15.50</b>	-	<b>358</b>	<b>3,336</b>	<b>36,776</b>	<b>70.409</b>	<b>197.60</b>	<b>1.00</b>

Las fuerzas sísmicas  $F_i$  de la tabla 5.7 se obtuvieron mediante la ecuación 5.1.

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} a' = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \frac{a}{Q'R} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

### 5.3.5 Período fundamental analítico $T_e$

Con los perfiles propuestos en la tabla 5.1, se modeló el marco en un programa de diseño comercial y se obtuvo su período fundamental analítico que se usará para estimar el modo fundamental de vibración de la estructura. Así, comparando el período fundamental analítico  $T_e$  obtenido del programa con las ecuaciones establecidas por los códigos de diseño sísmico del capítulo 2 (tabla 2.3) y haciendo una relación para conocer el porcentaje de error de uno con otro, se hace notar en la tabla 5.8 que, el período analítico que más se aproxima son los reglamentos mexicanos y de Nueva Zelanda.

Tabla 5.8 — Comparación del período fundamental ( $T_e$ ) para marcos con contravientos excéntricos

Reglamento	País	$T_e$ analítico (s)	Porcentaje de error (%)
Calculado con un programa de diseño estructural		0.418	0.00
NTCS-04, MOC-08, NZS-04	México y Nueva Zelanda	0.428	2.41
ASCE 7-10	Estados Unidos	0.571	36.61
CNBC-05	Canadá	0.388	7.30
ECO08-05	Europa	0.586	40.16
Ecuación empírica (Número de niveles/10)		0.400	4.31

### 5.3.6 Revisión preliminar de la viga enlace

Una forma rápida de hacer una revisión preliminar de las vigas enlaces es mediante una relación entre el cortante sísmico por entrepiso. Con la ecuación 5.2 se obtiene un cortante preliminar que deberá resistir la viga enlace, donde  $V_i$  es el cortante sísmico por entrepiso,  $L_{crujía}$  es la longitud de la crujía y  $h_i$  es la altura correspondiente del entrepiso.

$$V_u = \frac{V_i h_i}{L_{crujía}} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

En la figura 5.5 se muestra el diagrama de cuerpo libre de un marco contraventeado excéntricamente donde se muestra por equilibrio como actúa el cortante  $V_u$  en la viga enlace.

Así, en la revisión preliminar por cortante se debe cumplir la condición de  $\phi(0.6A_{lw}f_Y) \geq V_u$ , donde  $\phi$  es igual a 0.90 y  $A_{lw}$  es el área del alma sin considerar los patines. En la tabla 5.9 se muestra la revisión de cada viga enlace propuesto para el marco de estudio (figura 5.3).

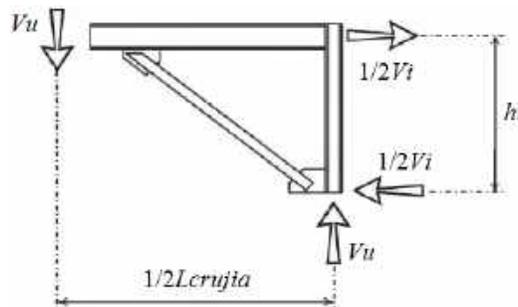


Figura 5.5 – Diagrama de cuerpo libre del cortante sísmico y del cortante en la viga enlace (adaptada de Bruneau *et al.*, 2011)

Tabla 5.9 – Revisión preliminar la las vigas enlace

Entrepiso	$h_i$ (m)	$L_{crujía}$ (m)	$V_i$ (kg)	$V_u$ (kg)	Perfil IR	$\phi \cdot 0.6 \cdot A_{lw} \cdot f_y$ (kg)	$\phi \cdot 0.6 \cdot A_{lw} \cdot f_y \geq V_u$
Azotea	3.75		20,610	8,588	IR 406 X 99.8	72,411	OK
3	3.75	9.00	44,991	18,746	IR 406 X 99.8	72,411	OK
2	3.75		61,591	25,663	IR 406 X 99.8	72,411	OK
1	4.25		70,409	33,249	IR 406 X 99.8	72,411	OK

Por lo tanto, las vigas enlace o eslabones por cortante se aceptan en la revisión preliminar.

### 5.3.7 Distorsiones máximas de entrepiso

Conforme al Apéndice A (NTCS-04) las distorsiones permisibles de entrepiso para seguridad contra colapso para marcos de acero con contravientos excéntricos no será mayor del 2.0%. Las distorsiones inelásticas serán multiplicadas por el factor  $QR= 8.7023$ , y dichas distorsiones elásticas no deberán de exceder la distorsión permisible. Ahora, para la limitación de daños a elementos no estructurales, las distorsiones inelásticas multiplicadas por el factor  $Q'R/7= 0.8715$ , no excederán de 0.4%.

En la figura 5.6 se muestran tanto las distorsiones para la limitación de daños así como las distorsiones para seguridad contra colapso.

### 5.4 Diseño por capacidad del marco con contravientos excéntricos

Conforme a la sección 1.5.1 de las NTCEM-04, en el diseño de estructuras que sean clasificadas como tipo 1, deberán tomarse en cuenta los efectos geométricos de segundos orden (efectos  $P-\Delta$ ). Sobre esa base, una manera aproximada para calcular los momentos de segundo orden, es evaluar por separado los momentos producidos por la combinación de cargas verticales y horizontales por medio de un análisis de primer orden.

Así, deberán obtenerse los momentos finales amplificados por los factores de amplificación de los momentos  $B_1$  ( $P-\delta$ ) y  $B_2$  ( $P-\Delta$ ), dichos momentos finales  $M_{uo}$  y  $M_{uo}^*$  corresponden respectivamente, a los momentos de diseño en los extremos y los momentos de diseño en la zona central de la columna. Pueden considerarse que los momentos  $M_{uo}^*$  corresponden a los momentos máximos, aunque no se presenten en el mismo extremo de la columna.

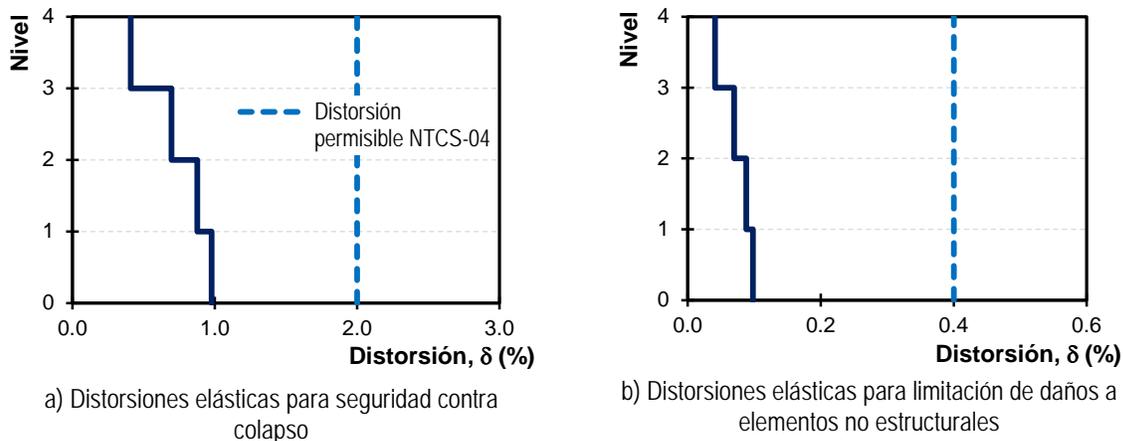


Figura 5.6 – Revisión de distorsiones según el Apéndice A (NTCS-04)

Los momentos que serán amplificados corresponden a los momentos  $M_{ti}$  y  $M_{tp}$ . En general los momentos  $M_{ti}$  son producidos por las cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables en los extremos, es decir son producidos por cargas verticales. Por otra parte, los momentos  $M_{tp}$  son producidos por las cargas que ocasionan desplazamientos laterales apreciables, en otras palabras por las fuerzas horizontales (sismo o viento). En estos momentos deberán incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que consideran las imperfecciones iniciales (NTCEM-04).

Respecto a los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  se calculan como se estipula en la sección 1.5.1.1 de las NTCEM-04 con las siguientes ecuaciones:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - I} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{E2}/Q}} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

En las ecuaciones 5.3, 5.4 y 5.5,  $C$  es el coeficiente que depende de la ley de variación de momento,  $P_u$  es la fuerza axial de diseño de la columna en estudio,  $F_R$  es un factor de resistencia que se toma igual a 0.9,  $P_{E1}$  es la carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando,  $I$  es un índice de estabilidad del entrepiso,  $\sum P_u$  y  $\sum P_{E2}$  son las sumas de fuerzas axiales de diseño y de las cargas críticas de pandeo en todas las columnas del entrepiso en consideración respectivamente y finalmente  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico. Las NTCEM-04 recomiendan que siempre que sea posible, el factor de amplificación  $B_2$  se obtenga con la ecuación 5.4.

El índice de estabilidad de entrepiso se obtiene mediante la ecuación 5.6, donde  $\sum P_u$  es la suma de las fuerzas verticales de diseño del entrepiso en consideración,  $\Delta_{OH}$  es el desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración,  $\sum H$  es la suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración (fuerza cortante del entrepiso  $V_i$ ) y  $L$  es la altura del entrepiso.

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{(\sum H)L} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

Si el índice de estabilidad  $I$  no excede de 0.08 podrán despreciarse los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos lineales en los extremos de la columna. Cuando el índice  $I$  es mayor de 0.30 en algunos de los entrepisos deberá aumentarse la rigidez de la estructura completa para reducir los desplazamientos y por ende reducir el índice de estabilidad  $I$  (NTCEM-04).

#### 5.4.1 Diseño de la viga enlace o eslabón

Para ejemplificar el diseño por capacidad de la viga enlace, se analizará el elemento denominado VE-1 de la figura 5.3 que corresponde a un perfil IR 406 x 99.8 (W 16 X 67) de tipo de acero ASTM A572 Grado 50 (NMX B-284 Grado 50). Los atiesadores serán de acero ASTM A36 (NMX B-254). Los elementos mecánicos se muestran en la tabla 5.10. Dado que la combinación que rige el diseño es la de cargas verticales más cargas accidentales, el factor de

carga correspondientes es  $F.C.=1.1$ . Con esta combinación de cargas, el nodo  $j$  es el más crítico porque los momentos son mayores que en el nodo  $i$ .

Tabla 5.10 — Acciones nominales en la viga enlace VE-1

Acción	F.C.	Comb1 ( $C_M+FFH_{CM}$ )	Comb3 ( $W_m+FFH_{Wm}$ )	Comb4 ( $S_x$ )
$P$ (kg)	1.1	0	0	0
$V$ (kg)	1.1	4,901.43	2,086.690	32,846.90
$M_i$ (kg·m)	1.1	-667,600.097	-268,084.552	2,052,898.403
$M_j$ (kg·m)	1.1	-734,574.504	-294,678.645	-2,052,898.403
$M_{max}$ (kg·m)	1.1	-734,574.504	-294,678.645	-2,052,898.403

Los esfuerzos de fluencia  $f_y$  y el esfuerzo último  $f_u$  se muestran en la tabla 5.11 para ambos tipos de acero. Asimismo, las magnitudes de los factores de sobrerresistencia del material  $R_y$  y  $R_t$  corresponden al estudio estadístico realizado en el capítulo 2 (tabla 2.20).

Del Manual IMCA (2014), se obtienen las propiedades geométricas del perfil IR 406 X 99.8 (W 16 X 67), que se enuncian en la tabla 5.12.

Tabla 5.11 — Propiedades mecánicas de los aceros empleados para la viga enlace

Sección	Tipo de acero	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_y$	$R_t$	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )
IR 406 X 99.8 (W 16 X 67)	ASTM A572 Grado 50	3,515	4,570	1.12	1.12	2,038,901
Atiesadores	ASTM A36	2,530	4,078	1.11	1.14	

Tabla 5.12 — Propiedades geométricas del perfil IR 406 X 99.6 (W 16 X 67)

$A_t$ (cm <sup>2</sup> ) = 127.097	$d$ (cm) = 41.402	$t_w$ (cm) = 1.003	$b_f$ (cm) = 25.908
$t_f$ (cm) = 1.689	$k_{det}$ (cm) = 2.718	$k_l$ (cm) = 2.540	$b_f/2 \cdot t_f$ = 7.700
$h/t_w$ = 35.900	$I_x$ (cm <sup>4</sup> ) = 39,708.478	$Z_x$ (cm <sup>3</sup> ) = 2,130.318	$h_o$ (cm) = 39.878

#### 5.4.1.1 Análisis elástico de segundo orden

Los efectos de segundo orden se obtienen aplicando los criterios de la sección 1.5.1.1 de las NTCM-04, por lo tanto se deberán obtener los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  así como las variables correspondientes.

$$\begin{aligned} \Sigma P_u &= 354,123 \text{ kg} && 1.1 \cdot (C_M + W_a) \\ Q &= 4.0 && \text{Factor de comportamiento sísmico} \\ \Delta_{OH} &= 0.477 \text{ cm} && \text{Desplazamiento correspondiente al primer nivel} \\ h_{IN} = L &= 425 \text{ cm} && \text{Altura del primer nivel} \\ \Sigma H &= 1.6600\text{E}+04 \text{ kg} && \text{Cortante sísmico correspondiente al segundo nivel, es decir } V_2 \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación 5.6, se obtiene el índice de estabilidad.

$$I = 0.10 < 0.30 \checkmark \text{ Por lo que no se requiere aumentar la rigidez}$$

Como el índice de estabilidad excede la magnitud de 0.08, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debido a los desplazamientos. Conforme a las NTECM-04, los efectos de segundo orden deberán ser incluidos en el diseño de columnas y vigas, además de considerar un factor de longitud efectiva igual a  $K=1$ .

$$\begin{aligned} M_1 &= 1.2289\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} && \text{Menor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1}+M_{Comb3}+M_{Comb4}) \\ M_2 &= 3.3904\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} && \text{Mayor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1}+M_{Comb3}+M_{Comb4}) \\ \text{Tipo curvatura} &= \text{Doble} && C=0.6-0.4M_1/M_2, \text{ para tramos con curvatura doble} \end{aligned}$$

$$C = 0.455$$

$$K \cdot L/r = 20.005 \quad \text{Relación de esbeltez}$$

$$P_{EI} = 6.3907E+06 \text{ kg} \quad \text{Carga crítica de pandeo elástico de la columna}$$

Los factores de amplificación se obtienen mediante las ecuaciones 5.32 y 5.4.

$$B_1 = 0.4550 \quad B_2 = 1.1060$$

Con las ecuaciones 5.7 y 5.8 se obtendrán los momentos de diseño en los extremos de las columnas y los momentos de diseño en la zona central de la columna o momentos máximos.

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad \text{Ecuación 5.7}$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad \text{Ecuación 5.8}$$

Por lo tanto los elementos mecánicos finales del análisis elástico de segundo orden corresponden a:

$$P_u = 0.00 \quad \text{kg} \quad 1.1 \cdot (P_{Comb1} + P_{Comb3} + P_{Comb4})$$

$$V_u = 43,818.52 \quad \text{kg} \quad 1.1 \cdot (V_{Comb1} + V_{Comb3} + V_{Comb4})$$

$$M_{uox} = -3.6297E+06 \quad \text{kg} \cdot \text{cm} \quad 1.1 \cdot (M_j \text{ Comb1} + M_j \text{ Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_j \text{ Comb4})$$

$$M_{uox}^* = -1.6515E+06 \quad \text{kg} \cdot \text{cm} \quad B_1 \cdot [1.1 \cdot (M_j \text{ Comb1} + M_j \text{ Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_j \text{ Comb4})]$$

Dichos elementos mecánicos serán los últimos con los que se diseñara la viga enlace VE-1.

#### 5.4.1.2 Limitación de la relación ancho – espesor

Conforme al AISC 341-10 sección F3.5b (1), las vigas enlace o eslabones deberán satisfacer los requerimientos de elementos altamente dúctiles en acorde con la sección D1.1 del mismo manual. Existe la excepción de que cuando las vigas enlace sean consideradas como vigas enlace cortas, los patines podrán satisfacer los requerimientos de miembros moderadamente dúctil. Para determinar estos requerimientos, será necesario calcular la resistencia axial nominal de fluencia  $P_y$ , así como un coeficiente denominado  $C_a$ . La resistencia nominal  $P_y$  es el producto del esfuerzo de fluencia  $f_y$  y del área de la sección total del perfil  $A_t$ , mientras que el coeficiente  $C_a$  es el relación de la carga ultima  $P_u$  entre la resistencia nominal  $P_y$  reducida por un factor de seguridad  $\phi_c = 0.90$

$$P_y = f_y \cdot A_t = 446,744.27 \text{ kg}$$

$$C_a = 0$$

Para el perfil IR 406 X 99.8 (W 16 X 67) correspondiente a la viga enlace VE-1 corresponde la siguiente:

	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	
relación patín ( $b/t_f$ ) =	7.700	7.225	9.152 Patín moderadamente dúctil
relación alma ( $h/t_w$ ) =	35.900	59.007	90.557 Alma altamente dúctil

#### 5.4.1.3 Clasificación de la viga enlace

Con base en lo establecido por el AISC 341-10, el comportamiento de las vigas enlace es dominado por la fluencia de cortante (vigas enlace cortas) o por fluencia por flexión (vigas enlace largas), sobre esa base, las vigas enlace intermedias su comportamiento será por una combinación de cortante y flexión, denominada falla balanceada. Sobre esa base, será requerido

obtener el cortante resistente plástico  $V_p$  y el momento plástico  $M_p$  para determinar que fluencia dominará el comportamiento de la viga enlace VE-1.

Generalmente, las vigas enlace tienen un comportamiento como vigas cortas sometidas a cargas de cortante iguales y contrarias en sus extremos, por ende los momentos flexionantes son iguales y opuestos en sus extremos, generando una doble curvatura con un punto de inflexión al centro de su longitud; es decir,  $e/2$  (CSSC, 2011). En la figura 5.7 se ejemplifica la deformación de la viga enlace, así como los diagramas de cortante y de momentos que se generan.

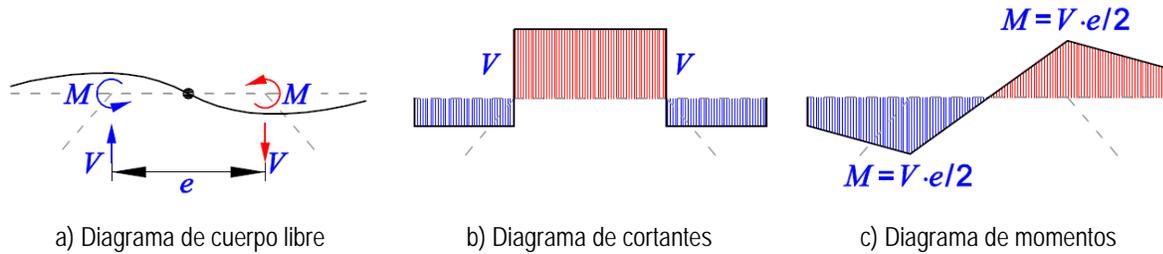


Figura 5.7 – Carga típica en la viga enlace por fuerzas laterales

Si la carga axial es menor o igual que el 15% de  $P_y$ , es decir  $P_u/P_y < 0.15$  deberá considerarse una reducción en el cortante nominal de la viga enlace de acuerdo con la sección F3.5b (2) del AISC 341-10. Para la viga enlace se obtuvieron las magnitudes respectivas para cada término de las resistencias requeridas.

$P_u/P_y = 0.00$	$< 0.15$ , por lo tanto se considera que la carga axial es despreciable
$A_{lw} = (d-2 \cdot t_f) \cdot t_w = 38.1493$	$\text{cm}^2$
$V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot A_{lw} = 80,457$	$\text{kg}$
$M_p = f_y \cdot Z_x = 7.4881\text{E}+06$	$\text{kg} \cdot \text{cm}$
$e_{corta} = 1.6 \cdot M_p / V_p = 148.91$	$\text{cm}$
$e_{larga} = 2.6 \cdot M_p / V_p = 241.98$	$\text{cm}$

De acuerdo con las longitudes calculadas y con la longitud de la viga enlace VE-1 (figura 5.3),  $e = 125 \text{ cm} < 148.91 \text{ cm}$ , la viga enlace VE-1 se considera corta, con esa base la deformación inelástica quedará controlada por la fluencia por cortante. En la figura 5.8 se muestra los límites correspondientes a las longitudes de viga enlace corta y larga, asimismo en donde se sitúa la viga enlace ejemplificada.

#### 5.4.1.4 Resistencia permisible a cortante

En la sección F3.5b (2) del AISC 341-10 se estipula la revisión de la resistencia permisible por cortante de la viga enlace  $\phi_v \cdot V_n$ , donde  $\phi_v$  es el factor de resistencia por cortante iguala 0.90 y  $V_n$  es el cortante nominal de la viga enlace. Conforme al AISC 341-10 deberá evaluarse tanto la resistencia debido a la fluencia por cortante como por flexión, es decir:

$$V_n = V_p = 80,457 \text{ kg}$$

$$V_n = 2 \cdot M_p / e = 119,809 \text{ kg}$$

Debido a que 80,457 es menor que 119,809; se garantiza que el comportamiento de la viga enlace es dominado por la fluencia por cortante.

Así, se tendrá que:

$$\begin{aligned}\phi_v \cdot V_n &= 72,411 \text{ kg} \\ V_u &= 43,819 \text{ kg} \\ V_u / \phi_v \cdot V_n &= 0.605\end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 X 99.8 (W 16 X 67) se acepta por cortante, con una relación de trabajo del 61%.

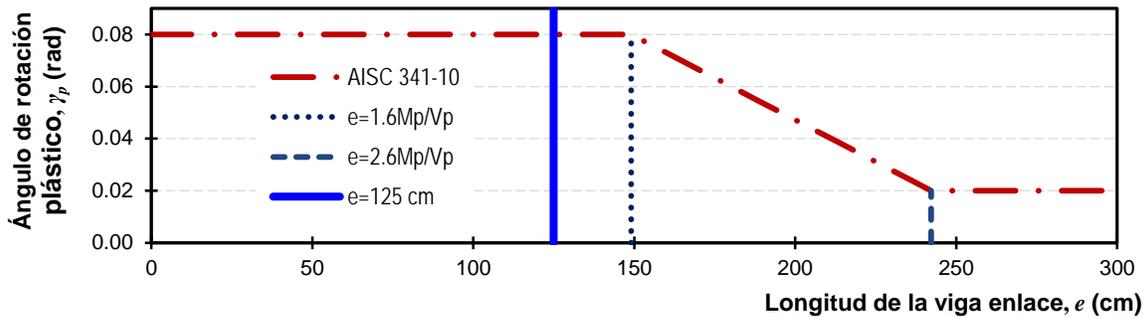


Figura 5.8 – Ángulo de rotación permisible versus longitud de la viga enlace

#### 5.4.1.5 Ángulo de rotación plástico

Las previsiones sísmicas del AISC 341-10 en la sección F3.4a, estipula las magnitudes límites del ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$  para las vigas enlace cortas y vigas enlace largas. Para las vigas enlace cortas, el ángulo de rotación plástico deberá ser menor o igual a 0.08 rad mientras que para vigas enlace largas, la magnitud del ángulo de rotación no deberá de exceder de 0.02 rad. Para vigas enlaces intermedias, deberá de interpolarse la magnitud del ángulo de rotación.

En otras palabras, el ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$  es función de la longitud de la viga enlace  $e$ , y la longitud a su vez, es función de un factor  $X$  y del coeficiente  $M_p/V_p$ . Así, puede definirse que la longitud de la viga enlace es igual a la ecuación 5.9.

$$e = X \frac{M_p}{V_p} \tag{Ecuación 5.9}$$

Sobre esa base, el factor  $X$  queda definido por la siguiente ecuación.

$$X = \frac{V_p e}{M_p} \tag{Ecuación 5.10}$$

Sustituyendo las magnitudes de  $e$ ,  $V_p$  y  $M_p$  en la ecuación 5.10, la magnitud del factor  $X$  es:

$$X = e \cdot V_p / M_p = 1.343 < 1.6$$

Dado que  $X = 1.342$ , corresponde a una magnitud menor que el factor de 1.6 para vigas enlace cortas, por lo que el ángulo de rotación plástico no deberá de exceder de 0.08 rad. Con la ecuación 5.11, se determina el ángulo de rotación plástico (AISC 341-10, Sección C-F3.4), donde  $L$  es el claro de la crujía (distancia entre columnas),  $\theta_p$  es el ángulo de distorsión plástica,  $\Delta_p$  es el desplazamiento plástico del nivel y  $h$  es la altura del entrepiso.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{L}{e} \left( \frac{\Delta_p}{h} \right) \tag{Ecuación 5.11}$$

Dado que los desplazamientos obtenidos del análisis se derivaron de un espectro de diseño inelástico, corresponde a desplazamientos inelásticos por lo que, acorde con el Apéndice de las NTCS-04, los desplazamientos deberán de multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico  $Q$  y por la magnitud de sobrerresistencia  $R$ .

$$\Delta_p = \Delta_{inelástico} \cdot Q \cdot R = 4.1530 \text{ cm}$$

$$\theta_p = 0.009772$$

$$\gamma_p = 0.0704 \text{ rad} < 0.08 \text{ rad, OK}$$

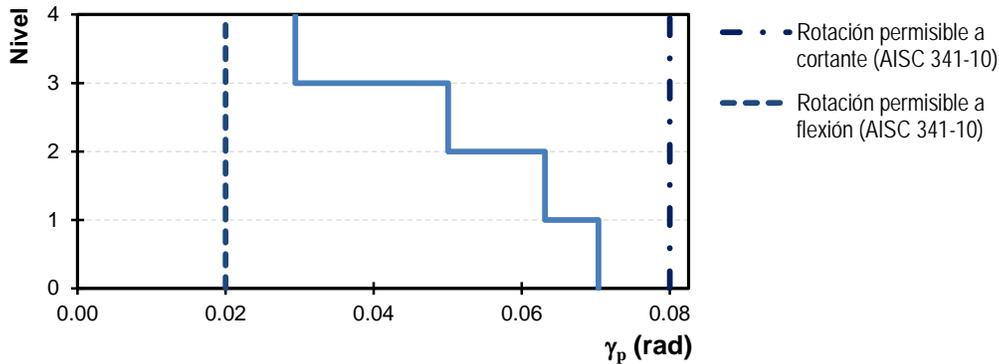


Figura 5.9 – Ángulo de rotaciones plástico de las viga enlace

En la figura 5.9 se muestran los ángulos de rotación plásticos para los cuatro niveles del marco de la figura 5.3, donde ningún nivel excede de la magnitud de 0.08 rad para vigas enlace cortas.

#### 5.4.1.6 Resistencia a compresión

Conforme a la sección 3.2 de las NTCEM-04, la resistencia a compresión  $R_c$  de un elemento estructural sometido a carga axial se determina con la ecuación 5.12, donde  $F_R$  es un factor de resistencia de magnitud 0.90,  $\lambda$  es un parámetro de esbeltez que se obtiene con la ecuación 5.13,  $n$  es un coeficiente adimensional y  $E$  es el módulo de elasticidad del acero

$$R_c = \frac{f_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq f_y A_t F_R \quad \text{Ecuación 5.12}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} \quad \text{Ecuación 5.13}$$

Deberá garantizarse que la sección cumpla con los requisitos estipulados para que las relaciones ancho/grueso máximas clasifiquen al perfil propuesto como “tipo 1” acorde con las NTCEM-04. La clasificación “tipo 1” corresponde a perfiles que puedan ser diseñados plásticamente y para diseño sísmico con  $Q=3$  o 4.

Clasificación de las sección

Patín = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Alma = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Dado que la sección es tipo 1, se revisa la resistencia a compresión del elemento.

$$K = 1.00$$

$$L = e = 125 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 r_x &= 17.678 \text{ cm} \\
 r_y &= 6.248 \text{ cm} \\
 K \cdot L / r &= 20.005 \\
 \lambda &= 0.264 \\
 n &= 1.4 \\
 F_R &= 0.90 \\
 R_c &= 369,649 \text{ kg} \\
 P_u &= 0 \text{ kg} \\
 P_u / R_c &= 0
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 x 99.8 (W 16 X 67) se acepta por compresión, con una relación de trabajo del 0%, debido a que la viga no está cargada axialmente.

#### 5.4.1.7 Resistencia a flexión

Conforme a la sección 3.3 de las NTCEM-04, la resistencia a flexión  $M_R$  de un elemento estructural se determina con la ecuación 5.14, donde  $F_R$  es un factor de resistencia de magnitud 0.90,  $Z$  es el módulo de sección plástico,  $S$  es el módulo de sección elástico. La ecuación 5.13 se podrá aplicar para miembros en los que el pandeo lateral no es crítico, es decir  $L < L_u$ , donde  $L$  es la distancia entre secciones de la viga soportada lateralmente y  $L_u$  es la longitud máxima no soportada lateralmente para que el miembro pueda desarrollar el momento plástico  $M_p$ .

$$M_R = F_R Z f_y = F_R M_p \leq F_R S f_y \quad \text{Ecuación 5.14}$$

La longitud  $L_u$  se calcula con la ecuación 5.15 mientras que la longitud  $L_r$  que es la longitud máxima no soportada lateralmente cuando el miembro no es capaz de desarrollar el momento plástico, se obtiene con la ecuación 5.16. En ambas ecuaciones  $G$  es el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante,  $J$  es la constante de torsión de Saint Venant,  $C_a$  es la constante de torsión por alabeo de la sección e  $I_y$  es el momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma. Las ecuaciones 5.17 y 5.18 corresponden a perfiles de sección IR (W).

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}} \quad \text{Ecuación 5.15}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}} \quad \text{Ecuación 5.16}$$

$$X_u = 3.220 X_r \quad \text{Ecuación 5.17}$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z f_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \quad \text{Ecuación 5.18}$$

Así, las constantes y propiedades del perfil IR de la viga enlace corresponde a:

$$\begin{aligned}
 G &= 784,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 C_a &= 1.9603+06 \text{ cm}^6 \\
 J &= 99.479 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 4,953.154 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$S_x = 1,917.286 \text{ cm}^3$$

Desarrollando las ecuaciones 5.15 a la 5.18, da como resultados las siguientes magnitudes:

$$X_r = 1.159$$

$$X_u = 3.731$$

$$L_u = 594.451 \text{ cm} \text{ La longitud de la viga enlace es menor que la}$$

$$L_r = 1,380.743 \text{ cm} \text{ longitud máxima no soportada lateralmente}$$

Como  $L < L_u$ , la resistencia de diseño a flexión se obtiene con la ecuación 5.14.

$$M_R = 6.7393\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uox} = 3.6297\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{uox}/M_R = 0.539$$

La sección propuesta de IR 406 x 99.8 (W 16 X 67) se acepta por flexión, con una relación de trabajo del 54%.

#### 5.4.1.8 Resistencia a flexocompresión

En las NTCEM-04 se recomienda hacer dos procedimientos para el diseño de elementos estructurales que se encuentre sometidos a flexión y compresión, es decir elementos flexocomprimidos. Un procedimiento consiste en revisar la resistencia de las secciones en los extremos del elemento, y de acuerdo con el tipo de sección se determina que condición deberá cumplirse. La ecuación 5.19 será para secciones H o IR y para secciones en cajón o cuadradas es la ecuación 5.20, además de que las secciones deberán ser sísmicamente compactas, es decir secciones tipo 1. En ambas ecuaciones  $F_R$  es igual a 0.90;  $P_u$  es la fuerza axial de diseño,  $M_{uox}$  y  $M_{uoy}$  son los momentos de diseño en el extremo considerado,  $M_{px} = Z_x f_y$  y  $M_{py} = Z_y f_y$  son los momentos plásticos resistentes nominales de las sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y respectivamente. Finalmente  $P_y = A_t f_y$  es la fuerza axial nominal que ocasionaría la plastificación del elemento. Asimismo, deberá comprobarse la condición de la ecuación 5.21.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5.19}$$

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5.20}$$

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5.21}$$

En el segundo procedimiento se deberá revisar el elemento en su sección completa, por lo que deberá satisfacerse la condición mostrada en la ecuación 5.22. La ecuación 5.22 es aplicable para la sección tipo 1 sin importar el tipo de perfil, es decir podrá ser para secciones H, IR, cajón, etc.

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5.22}$$

En la ecuación 5.22,  $P_u$  es la fuerza axial de diseño,  $M_{uox}^*$  y  $M_{uoy}^*$  son los momentos de diseño máximos alrededor de los ejes X y Y, aunque ambos no se desarrollen en el mismo extremo o en la parte central del elemento estructural. El momento  $M_m$ , es el momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje X y se obtiene mediante la ecuación 5.23.

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{f_y/E}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px} \quad \text{Ecuación 5.23}$$

La resistencia a compresión  $R_C$  deberá ser determinada acorde con la sección 3.2 de las NTCEM-04 y el factor de longitud efectiva  $K$  deberá ser igual a 1.0, lo mismo que para las fuerzas  $P_{E2}$  de la ecuación 5.5.

Para la sección propuesta de la viga enlace y con elementos mecánicos últimos, se revisan las ecuaciones 5.19, 5.21 y 5.22, dichas condiciones se muestran a continuación:

$$\begin{aligned} P_u &= 0 & \text{kg} & & R_C &= 396,649 & \text{kg} \\ M_{uox} &= 3.6297\text{E}+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} & & F_R \cdot P_y &= 402,070 & \text{kg} \\ M_{uoy} &= 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & & M_m &= 6.7393+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M_{uox}^* &= 1.6515\text{E}+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} & & F_R \cdot M_{px} &= 6.7393\text{E}+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M_{uoy}^* &= 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & & F_R \cdot M_{py} &= 1.8403\text{E}+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

Así,

$$\begin{aligned} \text{Revisión en los extremos (ecuación 5.19)} &= 0.458 \leq 1.0 \checkmark \\ \text{Condición por flexión (ecuación 5.21)} &= 0.539 \leq 1.0 \checkmark \\ \text{Revisión de la sección completa (ecuación 5.22)} &= 0.245 \leq 1.0 \checkmark \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 X 99.8 (W 16 X 67) se acepta por flexocompresión, debido a que las condiciones cumplen con ser menores o iguales que 1.0.

#### 5.4.1.9 Requerimiento de arriostramiento lateral

En las previsiones sísmicas AISC 341-10 sección F3.4b se estipula que en el diseño de vigas enlace deberá proporcionarse el arriostramiento en el patín inferior como superior a los extremos del sección IR de la viga enlace. El arriostramiento tendrá una resistencia y rigidez nominal según sea necesario, de manera que, se desarrollen articulaciones plásticas en esta zona de la viga enlace.

Sobre esa base, deberá de proveerse de arriostramiento lateral en los patines conforme al procedimiento desarrollado en la sección D1.2c del documento AISC 341-10. La resistencia requerida para arriostramiento lateral y torsional se obtiene mediante las ecuaciones 5.24 y 5.25 respectivamente, mientras que, la rigidez del arriostramiento requerida deberá obtenerse mediante la ecuación 5.26. La rigidez del arriostramiento está en función de la resistencia a flexión esperada en la viga enlace.

$$P_u = \frac{0.06R_y f_y Z}{h_0} \quad \text{Ecuación 5.24}$$

$$M_u = 0.06R_y f_y Z \quad \text{Ecuación 5.25}$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left( \frac{10M_r C_d}{L_b h_0} \right) = \frac{1}{\phi} \left[ \frac{10(R_y f_y Z) C_d}{L_b h_0} \right] \quad \text{Ecuación 5.26}$$

En las ecuaciones 5.24 a las 5.26,  $h_0$  es la distancia centroidal entre patines,  $R_y$  es la sobrerresistencia que aporta el material (tabla 5.10),  $C_d$  es el coeficiente que considera la rigidez requerida de arriostramiento aumentada en el punto de inflexión, dicho coeficiente se toma igual a  $C_d= 1.0$  y  $L_b$  es la distancia entre arriostramientos, de manera que,  $L_b$  es la longitud de la viga enlace  $e$ , es decir  $L_b= e$ .  $\phi$  es un factor de resistencia cuya magnitud es igual a 0.75.

Desarrollando las formulas 5.24 a la 5.26 con las magnitudes de cada variable, se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 39.878 && \text{cm} \\
 P_u &= (0.06 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_x) / h_0 = 12,618 && \text{kg} \\
 M_u &= 0.06 \cdot R_y \cdot f_y \cdot Z_x = 5.0320\text{E}+05 && \text{kg}\cdot\text{cm} \\
 M_r &= R_y \cdot f_y \cdot Z_x = 8.3866\text{E}+06 && \text{kg}\cdot\text{cm} \\
 \beta_{br} &= 1/\phi \cdot (10 \cdot M_r \cdot C_d / L_b \cdot h_0) = 22,432.786 && \text{kg/cm}
 \end{aligned}$$

De acuerdo con las magnitudes anteriores, será proporcionado el arriostramiento en los patines superior y superior conforme al Apéndice 6 de las especificaciones AISC 360-10.

#### 5.4.1.10 Requerimientos para los atiesadores extremos e intermedios

De acuerdo con las previsiones sísmicas AISC 341-10 permiten calcular aproximadamente los atiesadores en los extremos e intermedios de la viga enlace. En la sección F3.4 estipula la metodología para determinar el espesor de estos atiesadores en función de la longitud de la viga enlace  $e$ , del ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$ , así como de la propia sección del perfil de la viga enlace.

En la figura 5.10 se muestran los atiesadores en los extremos de la viga enlace así como los atiesadores intermedios distribuidos a lo largo de la longitud de la viga enlace. Asimismo, en ocasiones la excentricidad ( $X$ ) que hay entre línea del eje central ( $\epsilon$ ) de los contravientos llega a ser menor que la longitud real de la viga enlace  $e$ .

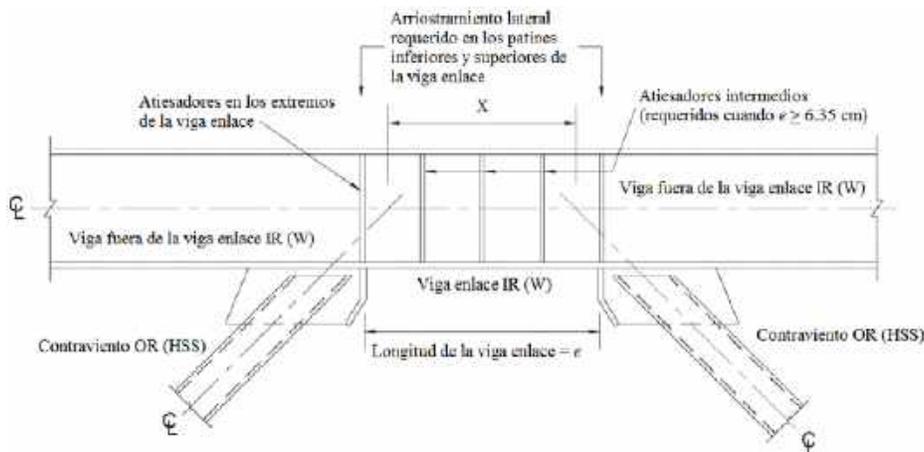


Figura 5.10 – Detalle de conexión de los atiesadores en la viga enlace ( $X < e$ )

Los atiesadores extremos no tendrán un ancho menor que  $(b_f - 2t_w)$  del perfil IR (W) y un espesor no menor que la magnitud más grande de  $0.75t_w$  o  $0.10$  cm. Así, la separación de los atiesadores intermedios para vigas enlace cuya longitud sea igual o menor a  $1.6M_p/V_p$ , no excederá de  $(30t_w - d/5)$  para ángulos de rotación de  $0.08$  rad o de  $(52t_w - d/5)$  para ángulos de rotación de  $0.02$  rad. Para magnitudes intermedias entre  $0.08$  y  $0.02$  rad, deberá interpolarse la magnitud de la separación. En relación con el espesor de los atiesadores intermedios, no deberá ser menor que  $t_w$  o  $0.10$  cm; y el ancho deberá ser mayor o igual a  $(b_f/2) - t_w$ . Si la viga enlace es menor de  $6.35$  cm, solo se requerirá de atiesadores en un solo lado, mientras que, si es mayor deberá llevar atiesadores por ambas caras.

En relación con lo anterior, los atiesadores extremos e intermedios para la viga enlace propuesta con base en la metodología se obtendrán de la siguiente manera:

Atiesadores extremos

$$\begin{aligned} ancho_{mín} &= 11.925 \text{ cm} \\ t_{mín} &= 0.953 \text{ cm} \end{aligned} \qquad \begin{aligned} t_{comercial} &= 1.11 \text{ cm} \\ &\text{Espesor comercial adecuado} \end{aligned}$$

Se requieren atiesadores en los extremos en ambos lados de la viga enlace de profundidad total X 11.925 cm X 1.11 cm

Atiesadores intermedios

$$\begin{aligned} separación_{(0.08 \text{ rad})} &= 21.819 \text{ cm} \\ separación_{(0.02 \text{ rad})} &= 43.891 \text{ cm} \\ n_{atiesadores\_intermedios} &= 5 \\ t_{mín} &= 1.003 \text{ cm} \\ ancho_{mín} &= 11.925 \text{ cm} \end{aligned} \qquad \begin{aligned} separación_{(0.0704 \text{ rad})} &= 25.350 \text{ cm} \\ separación_{exacta} &= 25.000 \text{ cm} \\ t_{comercial} &= 1.11 \text{ cm} \\ &\text{Espesor comercial adecuado} \end{aligned}$$

Se requieren atiesadores intermedios en ambos lados de la viga enlace de profundidad total X 11.925 cm X 1.11 cm @ 25 cm

Es valioso hacer notar que, los diseño dan como resultados espesores que no existen en el mercado comercial, por lo que, el espesor final en los diseños deberá ser un espesor comercial superior al espesor de diseño.

### 5.4.2 Diseño de la viga fuera de la viga enlace

Para ejemplificar el diseño por capacidad de la viga fuera de la viga enlace, se analizará el elemento denominado VFE-1 de la figura 5.3 que corresponde a un perfil IR 406 X 132.7 (W 16 X 77) de tipo de acero ASTM A572 Grado 50 (NMX B-284 Grado 50). Los elementos mecánicos se muestran en la tabla 5.13. Dado que la combinación que rige el diseño es la de cargas verticales más cargas accidentales, el factor de carga correspondientes es  $F.C.=1.1$ . Así, los momentos en el nodo  $j$  son mayores que en el nodo  $i$ , se considera que este es el nodo más crítico.

Tabla 5.13 — Acciones nominales en la viga fuera del enlace VFE-1

Acción	F.C.	Comb1 ( $C_M+FFH_{CM}$ )	Comb3 ( $W_m+FFH_{Wm}$ )	Comb4 ( $S_x$ )
$P$ (kg)	1.1	0	0	0
$V$ (kg)	1.1	-14,021.48	-5,974.81	-5,574.47
$M_i$ (kg-m)	1.1	-752,831.651	-315,835.934	-1,841,000.610
$M_j$ (kg-m)	1.1	-563,806.421	-252,939.624	319,104.846
$M_{max}$ (kg-m)	1.1	-752,831.651	-315,835.934	-1,841,000.610

Los esfuerzos de fluencia  $f_y$  y el esfuerzo último  $f_u$  se muestran en la tabla 5.14 para el acero del perfil IR del elemento VFE-1. Asimismo, las magnitudes de los factores de sobrerresistencia del material  $R_y$  y  $R_t$  corresponden al estudio estadístico realizado en el capítulo 2 (tabla 2.20). Del Manual IMCA (2014), se obtienen las propiedades geométricas del perfil IR 406 X 132.7 (W 16 X 89), en la tabla 5.15 se muestran estas propiedades.

Tabla 5.14 — Propiedades mecánicas del acero de la viga fuera del enlace

Sección	Tipo de acero	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_y$	$R_t$	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )
IR 406 X 132.7 (W 16 X 89)	ASTM A572 Grado 50	3,515	4,570	1.12	1.12	2,038,901

Tabla 5.15 — Propiedades geométricas del perfil IR 406 X 132.7 (W 16 X 89)

$A_t$ (cm <sup>2</sup> ) = 169.032	$d$ (cm) = 42.672	$t_w$ (cm) = 1.334	$b_f$ (cm) = 26.416
$t_f$ (cm) = 2.223	$k_{det}$ (cm) = 3.251	$k_l$ (cm) = 2.699	$b_f/2 \cdot t_f$ = 5.920
$h/t_w$ = 27.000	$I_x$ (cm <sup>4</sup> ) = 54,110.085	$Z_x$ (cm <sup>3</sup> ) = 2,867.736	$h_o$ (cm) = 40.386

#### 5.4.2.1 Análisis elástico de segundo orden

Los efectos de segundo orden se obtienen aplicando los criterios de la sección 1.5.1.1 de las NTCEM-04, por lo tanto se deberán obtener los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  así como las variables correspondientes.

$\Sigma P_u = 354,123$	kg	$1.1 \cdot (C_M + W_a)$
$Q = 4.0$		Factor de comportamiento sísmico
$\Delta_{OH} = 0.477$	cm	Desplazamiento correspondiente al primer nivel
$h_{1N} = L = 425$	cm	Altura del primer nivel
$\Sigma H = 1.6600E+04$	kg	Cortante sísmico correspondiente al segundo nivel, es decir $V_2$

Aplicando la ecuación 5.6, se obtiene el índice de estabilidad.

$$I = 0.10 < 0.30 \checkmark \text{ Por lo que no se requiere aumentar la rigidez}$$

Como el índice de estabilidad excede la magnitud de 0.08, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debido a los desplazamientos. Conforme a las NTECM-04, los efectos de segundo orden deberán ser incluidos en el diseño de columnas y vigas, además de considerar un factor de longitud efectiva igual a  $K=1$ .

$$M_1 = 5.4741E+05 \text{ kg}\cdot\text{cm} \text{ Menor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1} + M_{Comb3} + M_{Comb4})$$

$$M_2 = 3.2006E+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} \text{ Mayor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1} + M_{Comb3} + M_{Comb4})$$

Tipo curvatura = Simple

$$C = 0.668 \quad C = 0.6 + 0.4M_1/M_2, \text{ para tramos con curvatura simple}$$

$$K \cdot L/r = 58.32 \quad \text{Relación de esbeltez}$$

$$P_{El} = 1.0002E+06 \text{ kg} \quad \text{Carga crítica de pandeo elástico de la columna}$$

Los factores de amplificación se obtienen mediante las ecuaciones 5.3 y 5.4.

$$B_1 = 0.6684 \quad B_2 = 1.1060$$

Con las ecuaciones 5.7 y 5.8 se obtendrán los momentos de diseño en los extremos de las columnas y los momentos de diseño en la zona central de la columna o momentos máximos. Por lo tanto los elementos mecánicos finales del análisis elástico de segundo orden corresponden a:

$$P_u = 0.00 \text{ kg} \quad 1.1 \cdot (P_{Comb1} + P_{Comb3} + P_{Comb4})$$

$$V_u = 28,127.84 \text{ kg} \quad 1.1 \cdot (V_{Comb1} + V_{Comb3} + V_{Comb4})$$

$$M_{uox} = -3.4152E+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad 1.1 \cdot (M_j \text{ Comb1} + M_j \text{ Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_j \text{ Comb4})$$

$$M_{uox}^* = -2.2828E+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad B_1 \cdot [1.1 \cdot (M_j \text{ Comb1} + M_j \text{ Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_j \text{ Comb4})]$$

Dichos elementos mecánicos serán los elementos mecánicos últimos con los que se diseñara la viga fuera del eslabón VFE-1.

#### 5.4.2.2 Limitación de la relación ancho – espesor

Conforme la sección F3.5a del documento AISC 341-10, cuando el perfil de la viga fuera de la viga enlace sea diferente al perfil de la viga enlace, deberá satisfacer los requerimientos de elementos moderadamente dúctiles de acuerdo con la sección D1.1.

$$P_y = f_y \cdot A_f = 594,147 \quad \text{kg}$$

$$C_a = 0$$

Para el perfil IR 406 X 132.7 (W 16 X 89) correspondiente a la viga fuera del eslabón VFE-1, cumple con las siguientes relaciones:

	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	
relación patín ( $b/t_f$ ) =	5.920	7.225	9.152 Patín altamente dúctil
relación alma ( $h/t_w$ ) =	27.000	59.007	90.557 Alma altamente dúctil

Se recomienda que la viga fuera del enlace debe satisfacer los requerimientos de elementos moderadamente dúctiles, se selecciona el mismo perfil de la viga enlace para la viga fuera del eslabón, no se cumplen las condiciones por flexocompresión de diseño, por lo que fue necesario modificar el perfil de la viga fuera del eslabón.

#### 5.4.2.3 Resistencia requerida de la viga fuera de la viga enlace

Conforme a las previsiones sísmicas de Estados Unidos (AISC 341-10) sección F3.3, la resistencia requerida para las vigas fuera de la viga enlace será de una combinación de fuerzas gravitacionales más la fuerza generada por la resistencia incrementada a cortante de la viga enlace. Así, el incremento se debe a la sobrerresistencia debido al material  $R_y$  y la sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$ . Las magnitudes de sobrerresistencia dependen del tipo de acero y perfiles (tabla 2.20), mientras que, la magnitud de sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación depende del tipo de sección, 1.25 para secciones IR (W) y 1.40 para secciones en cajón.

Adicionalmente, podrá ajustarse la resistencia nominal de viga enlace  $V_n$  por el efecto de la sobrerresistencia de la fuerza horizontal en un 88%. La ecuación 5.27 muestra el ajuste final de la resistencia nominal a cortante de la viga enlace.

$$V_{N-enlace} = 0.88\Omega_{ED}R_yV_n \quad \text{Ecuación 5.27}$$

En la figura 5.11 se muestra el diagrama de las fuerzas actuantes en la viga fuera del eslabón, en relación con la resistencia nominal ajustada a cortante  $V_N$ . La fuerza axial  $P_{Emh}$  corresponde a una fuerza horizontal por carga sísmica, cuya magnitud se obtendrá mediante la ecuación 5.28. Así, el momento resultante  $M_{VE}$  en el extremo de la viga enlace debido a la resistencia nominal ajustada a cortante será calculado mediante la ecuación 5.29.

$$P_{Emh} = \frac{V_N L}{2H} = \frac{0.88\Omega_{ED}R_yV_n L_{crujia}}{2H} \quad \text{Ecuación 5.28}$$

$$M_{VE} = \frac{V_N e}{2} = \frac{0.88\Omega_{ED}R_yV_n e}{2} \quad \text{Ecuación 5.29}$$

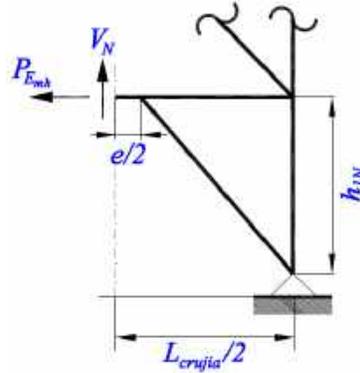


Figura 5.11 – Diagrama de la fuerza axial en la viga fuera del eslabón

Así, mediante las ecuaciones 5.28 y 5.29 se calculan la fuerza axial  $P_{Emh}$  y el momento  $M_{VE}$ .

$$\begin{aligned} V_n &= 80,457 \quad \text{kg} \\ \Omega_{ED} &= 1.25 \\ V_N &= 99,123 \quad \text{kg} \\ P_{Emh} &= 104,954 \quad \text{kg} \\ M_{VE} &= 6.1952+06 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

Se considera que, la conexión entre la columna y el contraviento deberá detallarse como una conexión empotrada, de manera que, el momento en el extremo de la viga enlace será distribuido entre el contraviento y la porción de la viga fuera del eslabón. Una forma de determinar la proporción de ese momento resistente por la viga fuera del eslabón es mediante las rigideces relativas de los elementos. Si ambos perfiles (contraviento y viga fuera del enlace) son de acero estructural, les corresponde el mismo módulo de elasticidad  $E$ , por ende puede omitirse esta variable.

Sobre esa base, el momento que le corresponde a la viga fuera del eslabón se afectará por el factor de rigideces relativas mediante la ecuación 5.30.

$$M_{Emh} = \left( \frac{\frac{I_{vfe}}{L_{vfe}}}{\frac{I_{vfe}}{L_{vfe}} + \frac{I_{ctv}}{L_{ctv}}} \right) M_{VE} = F_{mom} M_{VE} \quad \text{Ecuación 5.30}$$

En la ecuación 5.30,  $I_{vfe}$  y  $L_{vfe}$  corresponden al momento de inercia y a la longitud de la viga fuera del eslabón, mientras que  $I_{ctv}$  y  $L_{ctv}$  corresponden al momento de inercia y a la longitud del contraviento. Mediante la sustitución de las variables y desarrollo de la ecuación 5.30, se obtiene el momento  $M_{Emh}$ .

$$\begin{aligned} L_{vfe} &= 368.83 \quad \text{cm} && \text{Longitud real del elemento} \\ \text{Datos de la sección del contraviento} &&& \\ \text{Perfil} &= \text{HSS10X10X5/8} && I_{ctv} = I_X = 12,653.435 \quad \text{cm}^4 \\ &&& L_{ctv} = 478.318 \quad \text{cm} \\ I_{vfe}/L_{vfe} &= 146.71 \quad \text{cm}^3 \\ I_{ctv}/L_{ctv} &= 26.45 \quad \text{cm}^3 \\ F_{mom} &= 0.8472 \end{aligned}$$

$$M_{Emh} = 5.2487+06 \quad \text{kg}\cdot\text{cm}$$

Alternativamente, pueden obtenerse las cargas amplificadas por un factor de sobrerresistencia que está en función del cortante que se genera en la viga enlace por las fuerzas sísmicas  $V_{sismo}$  y de la resistencia nominal ajustada a cortante  $V_{N-enlace}$ . Dicho factor de amplificación se denomina sobrerresistencia por cortante sísmico en la viga enlace  $\Omega_{Vsismo}$ , cuya magnitud se obtiene con la ecuación 5.31.

$$\Omega_{Vsismo} = V_N / V_{sismo} = \frac{0.88 \cdot \Omega_{ED} \cdot R_y \cdot V_n}{V_{sismo}} \quad \text{Ecuación 5.31}$$

Mediante el desarrollo de la ecuación 5.31, se obtiene la magnitud de la sobrerresistencia por cortante sísmico en la viga enlace, la magnitud del  $V_{sismo}$  corresponde al cortante  $V$  de la (tabla 5.9, Comb4) sin factorizar.

$$\begin{aligned} V_{sismo} &= 32,847 \text{ kg} \\ \Omega_{sismo} &= 3.0177 \end{aligned}$$

Sobre esa base, el momento en la viga fuera del eslabón debido al ajuste por la resistencia a cortante de la viga enlace se obtiene mediante la ecuación 5.32, donde  $M_{sismo}$  corresponde al momento que se genera por sismo en la viga enlace (tabla 5.9, Comb4) sin factorizar

$$M_{Emh} = \Omega_{sismo} M_{sismo} \quad \text{Ecuación 5.32}$$

Mediante la evaluación de la ecuación 5.32, se obtiene la magnitud del momento  $M_{Emh}$  que es igual a:

$$M_{Emh} = 5.5556\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Debe hacerse notar que, la magnitud de ambos momentos calculados por los diferentes métodos, son muy aproximados ( $-5.2487\text{E}+06/5.5556\text{E}+06= 0.9447$ ).

Finalmente se obtienen las cargas de diseño finales, reemplazando la carga sísmica de diseño por la carga sísmica amplificada que denota la dependencia de la resistencia nominal ajustada a cortante  $V_N$  de la viga enlace. Las magnitudes de estos elementos mecánicos últimos son:

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \cdot [P_{u(\text{Comb1})} + P_{u(\text{Comb3})}] + P_{Emh} = 104,953.57 \quad \text{kg} \\ V_u &= 1.1 \cdot [V_{u(\text{Comb1})} + V_{u(\text{Comb3})}] + \Omega_{sismo} \cdot V_{u(\text{Comb4})} = -38,818.12 \quad \text{kg} \\ M_{uox} &= 1.1 \cdot [M_{i(\text{Comb1})} + M_{i(\text{Comb3})}] + M_{Emh} = -6.4243\text{E}+06 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M_{uoy} &= 0 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M^*_{uox} &= 1.1 \cdot [B_I \cdot (M_{max(\text{Comb1})} + M_{i(\text{Comb3})})] + M_{Emh} = -6.0345\text{E}+06 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M^*_{uoy} &= 0 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

#### 5.4.2.4 Resistencia a compresión

Conforme a la sección 3.2 de las NTCEM-04, la resistencia a compresión  $R_c$  de un elemento estructural sometido a carga axial se determina con la ecuación 5.12, donde  $F_R$  es un factor de resistencia de magnitud 0.90,  $\lambda$  es un parámetro de esbeltez que se obtiene con la ecuación 5.13,  $n$  es un coeficiente adimensional y  $E$  es el módulo de elasticidad del acero

Clasificación de las sección

Patín = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Alma = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Dado que la sección es tipo 1, se revisa la resistencia a compresión del elemento.

$$\begin{aligned}
 K &= 1.00 \\
 L &= 368.83 \text{ cm} \\
 r_x &= 17.907 \text{ cm} \\
 r_y &= 6.325 \text{ cm} \\
 K \cdot L / r &= 58.317 \\
 \lambda &= 0.816 \\
 n &= 1.4 \\
 F_R &= 0.90 \\
 R_c &= 389,157 \text{ kg} \\
 P_u &= 104,954 \text{ kg} \\
 P_u / R_c &= 0.269
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 X 132.7 (W 16 X 89) se acepta por compresión, con una relación de trabajo del 27%.

#### 5.4.2.5 Resistencia a flexión

Conforme a la sección 3.3 de las NTCEM-04, la resistencia a flexión  $M_R$  de un elemento estructural se determina con la ecuación 5.14, pues cumple con la restricción de que  $L_{vfe} < L_u$ , es decir el pandeo lateral no es crítico. Desarrollando el procedimiento de las NTCEM mediante las ecuaciones 5.15 a la 5.18 y las propiedades correspondientes del perfil IR de la viga fuera del eslabón, se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 G &= 784,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 C_a &= 2.7391\text{E}+06 \text{ cm}^6 \\
 J &= 226.846 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 6,784.572 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 2,539.995 \text{ cm}^3 \\
 X_r &= 1.015 \\
 X_u &= 3.268 \\
 L_u &= 506.339 \text{ cm} \\
 L_r &= 1,207.925 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Como  $L < L_u$ , es decir la longitud de la viga fuera del eslabón es menor que la longitud máxima no soportada lateralmente; la resistencia se obtiene con la ecuación 5.14.

$$\begin{aligned}
 M_R &= 9.0721\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\
 M_{uox} &= 6.4243\text{E}+06 \text{ kg}\cdot\text{cm} \\
 M_{uox} / M_R &= 0.708
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 X 132.7 (W 16 X 89) se acepta por flexión, con una relación de trabajo del 71%.

**5.4.2.6 Resistencia a cortante**

En la sección 3.3.3 de las NTCEM-04 se estipulan las condiciones que deberán ser revisadas los miembros que se encuentre sometidos a fuerzas cortantes. La resistencia a diseño por fuerza cortante  $V_R$  de una viga o trabe de sección IR (W), CE (C) o cajón se obtiene con la ecuación 5.33 donde  $V_N$  es la resistencia nominal y  $F_R$  es un factor de resistencia igual a 0.90.

$$V_R = F_R V_N \quad \text{Ecuación 5.33}$$

Conforme a las NTCEM-04,  $V_N$  deberá ser evaluada para diferentes condiciones donde la relación peralte del alma sobre espesor del alma  $(d-2 \cdot t_f)/t_w$  es un parámetro cuya magnitud se compara con ciertos parámetros límites y en función de ellos se define el tipo de falla que se puede presentar en la sección del perfil.

Para el perfil propuesto de la viga fuera del eslabón, se tiene la siguiente relación peralte/espesor del alma  $(d-2 \cdot t_f)/t_w$  igual a 31.20. Sobre esa base, se cumple con la primera condición establecida por las NTCEM-04, por ende se define que el alma mostrará una falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación. Desarrollando la ecuación 5.33 y sustituyendo  $V_N$ , se tiene que,

$$V_R = F_R V_N = F_R (0.66 f_y A_a) \quad \text{Ecuación 5.34}$$

En la ecuación 5.34,  $A_a$  es el área del alma que es igual al producto de su espesor por el peralte total del perfil IR. Resolviendo la ecuación 5.34 se tiene que:

$$\begin{aligned} A_a &= 56.903 \text{ cm}^2 \\ V_R &= 118,809 \text{ kg} \\ V_u &= 38,818 \text{ kg} \\ V_u/V_R &= 0.327 \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 X 132.7 (W 16 X 89) se acepta por cortante, con una relación de trabajo del 33%.

**5.4.2.7 Resistencia a flexocompresión**

En las NTCEM-04 recomienda hacer dos procedimientos para el diseño de elementos estructurales que se encuentre sometidos a flexión y compresión, es decir elementos flexocomprimidos.

Para la sección propuesta de la viga enlace y con elementos mecánicos últimos, se revisan las ecuaciones 5.19, 5.21 y 5.22, dichas condiciones se muestran a continuación:

$$\begin{array}{llll} P_u = 104,954 & \text{kg} & R_C = 389,157 & \text{kg} \\ M_{uox} = 6.4243+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot P_y = 534,732 & \text{kg} \\ M_{uoy} = 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & M_m = 8.5229E+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M_{uox}^* = 6.0345E+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot M_{px} = 9.0721E+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\ M_{uoy}^* = 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot M_{py} = 2.4935E+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \end{array}$$

Así,

$$\begin{aligned} \text{Revisión en los extremos (ecuación 5.18)} &= 0.798 \leq 1.0 \checkmark \\ \text{Condición por flexión (ecuación 5.20)} &= 0.708 \leq 1.0 \checkmark \\ \text{Revisión de la sección completa (ecuación 5.21)} &= 0.978 \leq 1.0 \checkmark \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 406 X 132.7 (W 16 X 89) se acepta por flexocompresión, debido a que las condiciones cumplen con ser menores o iguales que 1.0

### 5.4.3 Diseño del contraviento

Para ejemplificar el diseño por capacidad del contraviento, se analizará el elemento denominado CTV-1 de la figura 5.3 que corresponde a un perfil OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8) de tipo de acero ASTM A500 Grado B (NMX B-199 Grado B). Los elementos mecánicos se muestran en la tabla 5.16. Dado que la combinación que rige el diseño es la de cargas verticales más cargas accidentales, el factor de carga correspondientes es  $F.C.=1.1$ . Con esta combinación de cargas, el nodo  $j$  es el más crítico porque los momentos son mayores que en el nodo  $i$ .

Los esfuerzos de fluencia  $f_y$  y el esfuerzo último  $f_u$  se muestran en la tabla 5.17 para el acero del perfil OR del elemento CTV-1. Asimismo, las magnitudes de los factores de sobrerresistencia del material  $R_y$  y  $R_t$  corresponden al estudio estadístico realizado en el capítulo 2 (tabla 2.20). Del Manual IMCA (2014), se obtienen las propiedades geométricas del perfil OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8), que se muestran en la tabla 5.18.

Tabla 5.16 — Acciones nominales en contraviento CTV-1

Acción	F.C.	Comb1 ( $C_M+FFH_{CM}$ )	Comb3 ( $W_m+FFH_{Wm}$ )	Comb4 ( $S_x$ )
$P$ (kg)	1.1	26,467.17	10,848.85	52,468.17
$V$ (kg)	1.1	0	0	0
$M_i$ (kg-m)	1.1	-68,692.64	-18,067.41	87,094.30
$M_j$ (kg-m)	1.1	18,255.65	21,099.60	-211,925.84
$M_{max}$ (kg-m)	1.1	-68,692.64	21,099.60	-211,925.84

Tabla 5.17 — Propiedades mecánicas del acero para el contraviento

Sección	Tipo de acero	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_y$	$R_t$	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )
OR 254X254X16 (HSS 10X10X5/8)	ASTM A500 Grado B	3,235	4,077	1.12	1.11	2,038,901

Tabla 5.18 — Propiedades geométricas del perfil OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8)

$A_r$ (cm <sup>2</sup> ) = 135.484	$b$ (cm) = 25.40	$t$ (cm) = 1.588	$I$ (cm <sup>4</sup> ) = 12,653
$b/t$ = 14.200	$h/t$ = 14.200	$h_o$ (cm) = 18.256	

#### 5.4.3.1 Análisis elástico de segundo orden

Los efectos de segundo orden se obtienen aplicando los criterios de la sección 1.5.1.1 de las NTCM-04, por lo tanto se deberán obtener los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  así como las variables correspondientes.

$$\begin{aligned} \Sigma P_u &= 354,123 && \text{kg} && 1.1 \cdot (C_M + W_d) \\ Q &= 4.0 && && \text{Factor de comportamiento sísmico} \\ \Delta_{OH} &= 0.477 && \text{cm} && \text{Desplazamiento correspondiente al primer nivel} \\ h_{IN} = L &= 425 && \text{cm} && \text{Altura del primer nivel} \\ \Sigma H &= 1.6600E+04 && \text{kg} && \text{Cortante sísmico correspondiente al segundo nivel, es decir } V_2 \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación 5.6, se obtiene el índice de estabilidad.

$$I = 0.10 < 0.30 \checkmark \text{ Por lo que no se requiere aumentar la rigidez}$$

Como el índice de estabilidad excede la magnitud de 0.08, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debido a los desplazamientos. Conforme a las NTECM-04, los efectos de segundo orden deberán ser incluidos en el diseño de columnas y vigas, además de considerar un factor de longitud efectiva igual a  $K= 1.0$ . Sin embargo, la condición de apoyo del contraviento por estar conectado a placas de conexión que impiden rotación y traslación, se recomienda emplear un factor de longitud efectiva igual a  $K= 0.65$ .

$$M_1 = 3.3425+02 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \quad \text{Menor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1}+M_{Comb3}+M_{Comb4})$$

$$M_2 = 1.7257+05 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \quad \text{Mayor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1}+M_{Comb3}+M_{Comb4})$$

Tipo curvatura = Simple

$$C = 0.601 \quad C= 0.6+0.4M_1/M_2, \text{ para tramos con curvatura simple}$$

$$L_{CTV} = 478.32 \quad \text{cm} \quad \text{Longitud real del contraviento } (0.85 \cdot L_{ejes})$$

$$K \cdot L/r = 32.21 \quad \text{Relación de esbeltez}$$

$$P_{EI} = 2.6276E+06 \quad \text{kg} \quad \text{Carga crítica de pandeo elástico de la columna}$$

Los factores de amplificación se obtienen mediante las ecuaciones 5.3 y 5.4.

$$B_1 = 0.6107$$

$$B_2 = 1.1060$$

Con las ecuaciones 5.7 y 5.8 se obtendrán los momentos de diseño en los extremos de las columnas y los momentos de diseño en la zona central de la columna o momentos máximos. Por lo tanto los elementos mecánicos finales del análisis elástico de segundo orden corresponden a:

$$P_u = 102,858.31 \quad \text{kg} \quad 1.1 \cdot (P_{Comb1} + P_{Comb3} + P_{Comb4})$$

$$V_u = 0 \quad \text{kg} \quad 1.1 \cdot (V_{Comb1} + V_{Comb3} + V_{Comb4})$$

$$M_{uox} = -2.1453+05 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \quad 1.1 \cdot (M_{j Comb1} + M_{j Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_{j Comb4})$$

$$M_{uox}^* = -1.8942E+06 \quad \text{kg}\cdot\text{cm} \quad B_1 \cdot [1.1 \cdot (M_{j Comb1} + M_{j Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_{j Comb4})]$$

Dichos elementos mecánicos serán últimos con los que se diseñara el contraviento CTV-1.

#### 5.4.3.2 Limitación de la relación ancho – espesor

Conforme la sección F3.5a del documento AISC 341-10, los contravientos deberán satisfacer los requerimientos de elementos moderadamente dúctiles de acuerdo con la sección D1.1.

$$P_y = f_y \cdot A_t = 438,289 \quad \text{kg}$$

$$C_a = 0.261$$

Para el perfil OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8) del contraviento CTV-1 corresponde la siguiente:

	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	
relación patín ( $b/t_f$ ) =	14.200	13.808	16.967 Patín moderadamente dúctil
relación alma ( $h/t_w$ ) =	14.200	51.599	58.182 Alma altamente dúctil

#### 5.4.3.3 Resistencia requerida del contraviento

Conforme a las previsiones sísmicas AISC 341-10 sección F3.3, la resistencia requerida para los contravientos se obtendrá de una combinación de fuerzas gravitacionales más la fuerza

generada por la resistencia incrementada a cortante de la viga enlace. Así, el incremento se debe a la sobrerresistencia debido al material  $R_y$  y la sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$ . Las magnitudes de sobrerresistencia dependen del tipo de acero y perfiles (tabla 2.20), mientras que, la magnitud de sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación depende del tipo de sección que será de 1.25 para secciones IR (W) y 1.40 para secciones en cajón. Estos factores de incremento son respecto al tipo de acero y perfil de la viga enlace.

$$V_N = \Omega_{ED} R_y V_n \quad \text{Ecuación 5.35}$$

A diferencia de la viga fuera del eslabón, no se hace una reducción de 0.88, ya que se garantiza que el contraviento siempre tenga un comportamiento elástico y no presente problemas de pandeo, así el contraviento será un puntal de compresión en la estructura.

Mediante la metodología mostrada para el cálculo del factor de sobrerresistencia que es función del cortante sísmico en la viga enlace, se determina dicho factor para obtener las fuerzas de diseño del contraviento. La magnitud del  $V_{sismo}$  corresponde al cortante  $V$  de la tabla 5.9 (Comb4) sin factorizar.

$$\Omega_{V_{sismo}} = V_N / V_{sismo} = \Omega_{ED} R_y V_n / V_{sismo} = 112,640 / 32,847 = 3.4292$$

Por lo tanto, las cargas de diseño finales, se obtienen reemplazando la carga sísmica de diseño por la carga sísmica amplificada que denota la dependencia de la resistencia nominal ajustada a cortante  $V_N$  de la viga enlace. Las magnitudes de estos elementos mecánicos últimos son:

$$\begin{aligned} P_u &= 1.1 \cdot [P_{u(Comb1)} + P_{u(Comb3)}] + \Omega_{sismo} \cdot P_{u(Comb4)} = 231,390 \quad \text{kg} \\ V_u &= 1.1 \cdot [V_{u(Comb1)} + V_{u(Comb3)}] + \Omega_{sismo} \cdot V_{u(Comb4)} = 0 \quad \text{kg} \\ M_{uox} &= 1.1 \cdot [M_{j(Comb1)} + M_{j(Comb3)}] + \Omega_{sismo} \cdot M_{j(Comb4)} = -6.8345E+05 \quad \text{kg-cm} \\ M_{uoy} &= 0 \quad \text{kg-cm} \\ M^*_{uox} &= 1.1 \cdot [B_f \cdot (M_{max(Comb1)} + M_{max(Comb3)})] + \Omega_{sismo} \cdot M_{max(Comb4)} = -7.5871E+05 \quad \text{kg-cm} \\ M^*_{uoy} &= 0 \quad \text{kg-cm} \end{aligned}$$

#### 5.4.3.4 Resistencia a compresión

Conforme a la sección 3.2 de las NTCEM-04, la resistencia a compresión  $R_c$  de un elemento estructural sometido a carga axial se determina con la ecuación 5.12, donde  $F_R$  es un factor de resistencia de magnitud 0.90,  $\lambda$  es un parámetro de esbeltez que se obtiene con la ecuación 5.13,  $n$  es un coeficiente adimensional y  $E$  es el módulo de elasticidad del acero

Clasificación de las sección

Patín = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Alma = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Dado que la sección es tipo 1, se revisa la resistencia a compresión del elemento.

$$\begin{aligned} K &= 0.65 \\ L &= 478.32 \quad \text{cm} \\ r_x &= 9.652 \quad \text{cm} \\ r_y &= 9.652 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K \cdot L / r &= 32.212 \\
 \lambda &= 0.408 \\
 n &= 1.4 \\
 F_R &= 0.90 \\
 R_c &= 374,215 \text{ kg} \\
 P_u &= 231,390 \text{ kg} \\
 P_u / R_c &= 0.618
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8) se acepta por compresión, con una relación de trabajo del 62%.

#### 5.4.3.5 Resistencia a flexocompresión

En la práctica, no es muy común que los contravientos sean diseñados por flexocompresión, sin embargo, en marcos con contravientos excéntricos, la viga enlace transmite momentos al contraviento más la carga axial que resiste el contraviento, por lo tanto deberá realizarse la revisión por flexocompresión. Las NTCEM-04 recomienda evaluar dos procedimientos para el diseño de elementos estructurales que se encuentre sometidos a flexión y compresión, es decir elementos flexocomprimidos.

Para la sección propuesta del contraviento y con elementos mecánicos últimos, se revisan las ecuaciones 5.19, 5.21 y 5.22, dichas condiciones se muestran a continuación:

$$\begin{array}{llll}
 P_u = 231,390 & \text{kg} & R_c = 374,215 & \text{kg} \\
 M_{uox} = 6.8345+05 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot P_y = 394,461 & \text{kg} \\
 M_{uoy} = 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & M_m = 3.3653+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\
 M_{uox}^* = 7.5871\text{E}+05 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot M_{px} = 3.4924\text{E}+06 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\
 M_{uoy}^* = 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot M_{py} = 3.4924\text{E}+06 & \text{kg}\cdot\text{cm}
 \end{array}$$

Así,

$$\begin{aligned}
 \text{Revisión en los extremos (ecuación 5.18)} &= 0.753 \leq 1.0 \checkmark \\
 \text{Condición por flexión (ecuación 5.20)} &= 0.196 \leq 1.0 \checkmark \\
 \text{Revisión de la sección completa (ecuación 5.21)} &= 0.844 \leq 1.0 \checkmark
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de OR 254 X 254 X 16 (HSS 10 X 10 X 5/8) se acepta por flexocompresión, debido a que las condiciones cumplen con ser menores o iguales que 1.0

#### 5.4.4 Diseño de la columna

Para ejemplificar el diseño por capacidad de la columna, se analizará el elemento denominado COL-1 de la figura 5.3 que corresponde a un perfil IR 356 x 196.5 (W 14 X 132) de acero ASTM A572 Grado 50 (NMX B-284 Grado 50). Los elementos mecánicos se muestran en la tabla 5.19. Dado que la combinación que rige el diseño es la de cargas verticales más cargas accidentales, el factor de carga correspondientes es  $F.C.=1.1$ . Con esta combinación de cargas, el nodo  $j$  es el más crítico porque los momentos son mayores que en el nodo  $i$ .

Tabla 5.19 — Acciones nominales en la columna COL-1

Acción	F.C.	Comb1 ( $C_M+FFH_{CM}$ )	Comb3 ( $W_m+FFH_{Wm}$ )	Comb4 ( $S_x$ )
$P$ (kg)	1.1	109,066.70	38,138.73	47,824.47
$V$ (kg)	1.1	662.77	247.56	529.83
$M_i$ (kg·m)	1.1	-68,692.64	-18,067.41	87,094.30
$M_j$ (kg·m)	1.1	179,240.86	74,468.96	-115,879.53
$M_{max}$ (kg·m)	1.1	179,240.86	74,468.96	-115,879.53

Los esfuerzos de fluencia  $f_y$  y el esfuerzo último  $f_u$  se muestran en la tabla 5.20 para el acero del perfil IR del elemento COL-1. Asimismo, las magnitudes de los factores de sobrerresistencia del material  $R_y$  y  $R_t$  corresponden al estudio estadístico realizado en el capítulo 2 (tabla 2.20). Del Manual IMCA (2014), se obtienen las propiedades geométricas del perfil 356 x 196.5 (W 14 X 132), que se muestran en la tabla 5.21.

Tabla 5.20 — Propiedades mecánicas del acero de la columna COL-1

Sección	Tipo de acero	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_y$	$R_t$	$E$ (kg/cm <sup>2</sup> )
IR 356 X 196.5 (W 14 X 132)	ASTM A572 Grado 50	3,515	4,570	1.12	1.12	2,038,901.92

Tabla 5.21 — Propiedades geométricas del perfil IR 356 X 196.5 (W 14 X 132)

$A_t$ (cm <sup>2</sup> ) = 250.322	$d$ (cm) = 37.338	$t_w$ (cm) = 1.638	$b_f$ (cm) = 37.338
$t_f$ (cm) = 2.616	$k_{det}$ (cm) = 4.140	$k_l$ (cm) = 3.969	$b_f/2 \cdot t_f$ = 7.150
$h/t_w$ = 17.700	$I_x$ (cm <sup>4</sup> ) = 63,683.408	$Z_x$ (cm <sup>3</sup> ) = 3,834.573	$h_o$ (cm) = 34.544

#### 5.4.4.1 Análisis elástico de segundo orden

Los efectos de segundo orden se obtienen aplicando los criterios de la sección 1.5.1.1 de las NTCEM-04, por lo tanto se deberán obtener los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  así como las variables correspondientes.

$$\begin{aligned} \Sigma P_u &= 354,123 \text{ kg} && 1.1 \cdot (C_M + W_a) \\ Q &= 4.0 && \text{Factor de comportamiento sísmico} \\ \Delta_{OH} &= 0.477 \text{ cm} && \text{Desplazamiento correspondiente al primer nivel} \\ h_{1N} = L &= 425 \text{ cm} && \text{Altura del primer nivel} \\ \Sigma H &= 1.6600\text{E}+04 \text{ kg} && \text{Cortante sísmico correspondiente al segundo nivel, es decir } V_2 \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación 5.6, se obtiene el índice de estabilidad.

$$I = 0.10 < 0.30 \checkmark \text{ Por lo que no se requiere aumentar la rigidez}$$

Como el índice de estabilidad excede la magnitud de 0.08, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debido a los desplazamientos. Conforme a las NTECM-04, los efectos de segundo orden deberán ser incluidos en el diseño de columnas y vigas, además de considerar un factor de longitud efectiva igual a  $K=1$ .

$$\begin{aligned} M_1 &= 3.3425\text{E}+02 \text{ kg}\cdot\text{cm} && \text{Menor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1}+M_{Comb3}+M_{Comb4}) \\ M_2 &= 1.3783\text{E}+05 \text{ kg}\cdot\text{cm} && \text{Mayor momento en los extremos } 1.1(M_{Comb1}+M_{Comb3}+M_{Comb4}) \\ \text{Tipo curvatura} &= \text{Simple} \\ C &= 0.601 && C = 0.6 + 0.4M_1/M_2, \text{ para tramos con curvatura simple} \\ K \cdot L/r &= 44.50 && \text{Relación de esbeltez} \end{aligned}$$

$$P_{EI} = 2.5437E+06 \text{ kg} \quad \text{Carga crítica de pandeo elástico de la columna}$$

Los factores de amplificación se obtienen mediante las ecuaciones 5.2 y 5.3.

$$B_1 = 0.6423 \qquad B_2 = 1.1060$$

Con las ecuaciones 5.7 y 5.8 se obtendrán los momentos de diseño en los extremos de las columnas y los momentos de diseño en la zona central de la columna o momentos máximos. Por lo tanto los elementos mecánicos finales del análisis elástico de segundo orden corresponden a:

$$\begin{aligned} P_u &= 214,532.37 & \text{kg} & 1.1 \cdot (P_{Comb1} + P_{Comb3} + P_{Comb4}) \\ V_u &= 1,584.37 & \text{kg} & 1.1 \cdot (V_{Comb1} + V_{Comb3} + V_{Comb4}) \\ M_{uox} &= 1.3811E+05 & \text{kg}\cdot\text{cm} & 1.1 \cdot (M_{j\ Comb1} + M_{j\ Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_{j\ Comb4}) \\ M_{uox}^* &= 8.8701E+04 & \text{kg}\cdot\text{cm} & B_1 \cdot [1.1 \cdot (M_{j\ Comb1} + M_{j\ Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_{j\ Comb4})] \end{aligned}$$

Dichos elementos mecánicos serán últimos con los que se diseñara la columna COL-1.

#### 5.4.4.2 Limitación de la relación ancho – espesor

Conforme la sección F3.5a del documento AISC 341-10, para columnas deberá satisfacer los requerimientos de elementos altamente dúctiles de acuerdo con la sección D1.1.

$$\begin{aligned} P_y = f_y \cdot A_t &= 879,882 & \text{Kg} \\ C_a &= 0.271 \end{aligned}$$

Para el perfil IR 356 X 196.5 (W 14 X 132) correspondiente a la columna COL-1 corresponde la siguiente:

	$\lambda_{nd}$	$\lambda_{md}$	
relación patín ( $b/t_f$ ) =	7.150	7.225	9.152 Patín altamente dúctil
relación alma ( $h/t_w$ ) =	17.700	49.313	55.543 Alma altamente dúctil

#### 5.4.4.3 Resistencia requerida de la columna

Conforme a las previsiones sísmicas AISC 341-10 sección F3.3, la resistencia requerida para las vigas fuera de la viga enlace será de una combinación de fuerzas gravitacionales más la fuerza generada por la resistencia incrementada a cortante de la viga enlace. Así, el incremento se debe a la sobrerresistencia debido al material  $R_y$  y la sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$ . Las magnitudes de sobrerresistencia dependen del tipo de acero de los perfiles (tabla 2.20), mientras que, la magnitud de sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación depende del tipo de sección que será de 1.25 para secciones IR (W) y 1.40 para secciones en cajón.

Para el diseño de la columna se toma en cuenta la sumatoria de las resistencias nominales que actúan por encima de la columna en consideración  $\Sigma V_n$ . Adicionalmente, podrá ajustarse la suma de las resistencias nominales de las vigas enlace  $\Sigma V_n$  por el efecto de la sobrerresistencia de la fuerza horizontal en un 88%. Con la ecuación 5.36 se define la carga axial que estará actuando sobre la columna.

$$V_N = 0.88 \Omega_{ED} R_y \Sigma V_n \qquad \text{Ecuación 5.36}$$

Así, la figura 5.12 muestra la consideración de la suma de las resistencias nominales de las vigas enlace  $\Sigma V_n$  para el diseño de la columna denominada COL-1.

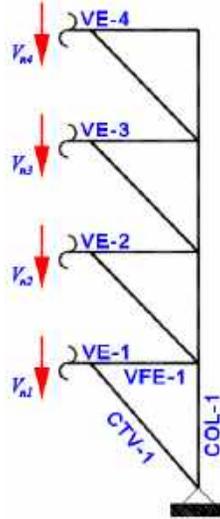


Figura 5.12 – Distribución de las resistencias nominales de las vigas enlace

Se considera que, los perfiles de las vigas enlace de todos los niveles son IR 406 X 99.8 (W 16 X 67), por lo tanto  $V_n$  corresponde a la resistencia nominal de la viga enlace propuesta.

$$V_n = 80,457 \text{ kg}$$

$$\Sigma V_n = V_{n1} + V_{n2} + V_{n3} + V_{n4} = 4 \cdot V_n = 321,827 \text{ kg}$$

$$P_{u-sismica} = 0.88 \cdot \Omega_{ED} \cdot R_y \cdot \Sigma V_n = 396,491 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la carga de diseño axial final, se obtiene reemplazando la carga axial sísmica de diseño por la carga axial sísmica amplificada que denota la dependencia de la resistencia nominal ajustada a cortante  $V_N$  de la viga enlace. Las magnitudes de estos elementos mecánicos últimos son:

$$P_u = 1.1 \cdot [P_{u(Comb1)} + P_{u(Comb3)}] + P_{u-sismica} = 558,417.22 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.1 \cdot [V_{u(Comb1)} + V_{u(Comb3)} + V_{u(Comb4)}] = 1,584.20 \text{ kg}$$

$$M_{uoy} = 1.1 \cdot (M_{j Comb1} + M_{j Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_{j Comb4}) = 1.3811 + 05 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uox} = 0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M^*_{uoy} = B_1 \cdot [1.1 \cdot (M_{j Comb1} + M_{j Comb3}) + B_2 \cdot (1.1 \cdot M_{j Comb4})] = 8.8701E+04 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M^*_{uox} = 0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

#### 5.4.4.4 Resistencia a compresión

Conforme a la sección 3.2 de las NTCEM-04, la resistencia a compresión  $R_c$  de un elemento estructural sometido a carga axial se determina con la ecuación 5.12, donde  $F_R$  es un factor de resistencia de magnitud 0.90,  $\lambda$  es un parámetro de esbeltez que se obtiene con la ecuación 5.13,  $n$  es un coeficiente adimensional y  $E$  es el módulo de elasticidad del acero

Clasificación de la sección

Patín = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Alma = Tipo 1 (Diseño plástico y sísmico)

Dado que la sección es tipo 1, se revisa la resistencia a compresión del elemento.

$$K = 1.00$$

$$\begin{aligned}
 L &= 425.00 \text{ cm} \\
 r_x &= 15.951 \text{ cm} \\
 r_y &= 9.550 \text{ cm} \\
 K \cdot L/r &= 44.501 \\
 \lambda &= 0.588 \\
 n &= 1.4 \\
 F_R &= 0.90 \\
 R_c &= 686,518 \text{ kg} \\
 P_u &= 558,417 \text{ kg} \\
 P_u/R_c &= 0.813
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 356 X 196.5 (W 14 X 132) se acepta por compresión, con una relación de trabajo del 81%.

#### 5.4.4.5 Resistencia a cortante

En la sección 3.3.3 de las NTCEM-04 se estipulan las condiciones que deberán ser revisadas en miembros que se encuentre sometidos a fuerzas cortantes. La resistencia a diseño por fuerza cortante  $V_R$  de una viga o trabe de sección IR (W), CE (C) o cajón se obtiene con la ecuación 5.33.

Para el perfil propuesto de la columna, se tiene la siguiente relación peralte/espesor del alma  $(d-2 \cdot t_f)/t_w$  igual a 17.70. Sobre esa base, se cumple con la primera condición establecida por las NTCEM-04, por ende se define que el alma mostrará una falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

Así, mediante la ecuación 5.34, se tiene que:

$$\begin{aligned}
 A_a &= 61.171 \text{ cm}^2 \\
 V_R &= 127,719 \text{ kg} \\
 V_u &= 1,584 \text{ kg} \\
 V_u/V_R &= 0.012
 \end{aligned}$$

La sección propuesta de IR 356 X 196.5 (W 14 X 132) se acepta por cortante, con una relación de trabajo del 1%.

#### 5.4.4.6 Resistencia a flexocompresión

Las NTCEM-04 recomiendan evaluar dos procedimientos para el diseño de elementos estructurales que se encuentre sometidos a flexión y compresión, es decir elementos flexocomprimidos.

Para la sección propuesta de la columna y con elementos mecánicos últimos, se revisan las ecuaciones 5.19, 5.21 y 5.22, dichas condiciones se muestran a continuación:

$$\begin{array}{llll}
 P_u = 558,417 & \text{kg} & R_c = 686,518 & \text{kg} \\
 M_{uox} = 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot P_y = 791,894 & \text{kg} \\
 M_{uoy} = 1.3811+05 & \text{kg}\cdot\text{cm} & M_m = 1.1772+07 & \text{kg}\cdot\text{cm} \\
 M_{uox}^* = 0 & \text{kg}\cdot\text{cm} & F_R \cdot M_{px} = 1.2131E+07 & \text{kg}\cdot\text{cm}
 \end{array}$$

$$M_{uoy}^* = 8.8701E+04 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad F_R \cdot M_{py} = 5.8580E+06 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Así,

$$\text{Revisión en los extremos (ecuación 5.18)} = 0.719 \leq 1.0 \checkmark$$

$$\text{Condición por flexión (ecuación 5.20)} = 0.024 \leq 1.0 \checkmark$$

$$\text{Revisión de la sección completa (ecuación 5.21)} = 0.829 \leq 1.0 \checkmark$$

La sección propuesta de IR 356 X 196.5 (W 14 X 132) se acepta por flexocompresión, debido a que las condiciones cumplen con ser menores o iguales que 1.0

## 5.5 Comentarios finales

Los marcos con contravientos excéntricos son un claro ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, debido a que, la premisa de diseño define un mecanismo de deformación plástica mediante la fluencia de la viga enlace o eslabón por cortante y evita la formación de modos de falla no deseados.

Con base en lo anterior, la viga enlace es el primer elemento estructural que se diseña bajo los criterios de resistencia de diseño. Como la viga enlace es el punto crítico de diseño, deberá garantizarse que este elemento estructural tenga un comportamiento inelástico bajo los criterios para lo cual fue diseñado (fluencia por cortante o por flexión). Por otra parte, se considera que el eslabón por cortante es una “zona protegida” donde no puede permitirse fallas por pandeo local, por lo que se deberá tomar en cuenta la revisión de la relación ancho-espesor, del arriostramiento lateral del enlace y de los atiesadores en el alma de la viga enlace (inciso g de la figura 5.2).

Los contravientos, la viga fuera del eslabón, las columnas y las conexiones se diseñarán bajo los principios de diseño por capacidad, es decir, serán diseñados para resistir las solicitaciones inducidas a nivel de resistencia última de la viga enlace y no por las fuerzas laterales provocadas por la acción sísmica de diseño. Para ello, se obtiene el factor de sobrerresistencia sísmica  $\Omega_{Vsismo}$  (ecuación 5.31).

Los contravientos se diseñarán bajo la acción de fuerzas axiales y momentos flexionantes, sustituyendo las acciones por las fuerzas laterales por fuerzas que se desarrollan en la viga enlace de su resistencia esperada ( $V_N$ ); es decir,  $\Omega_{ED} \cdot R_y \cdot V_n$  (inciso i de la figura 5.2).

Las vigas fuera del enlace se diseñarán bajo los esfuerzos sísmicos que se desarrollen en la viga enlace cuando  $V_N = 0.88 \cdot \Omega_{ED} \cdot R_y \cdot V_n$  (inciso h de la figura 5.2) mientras que, para las columnas, se deberá considerar la resistencia esperada de todas las vigas enlace que actúen por encima de la columna a diseñarse; es decir,  $V_N = 0.88 \cdot \Omega_{ED} \cdot R_y \cdot \Sigma V_n$  (inciso j de la figura 5.2).

En el diseño de las conexiones, los elementos mecánicos de diseño últimos dependerán de las resistencias esperadas de la viga enlace ( $P_y$  y  $M_p$ ). Deberá prestarse atención cuando la excentricidad del contraviento sea en un extremo de la viga (figura 1.13b del Capítulo 1), ya que esta conexión tendrá que resistir la rotación inelástica de la viga enlace.

Así, el criterio de diseño por capacidad busca garantizar que las porciones de viga fuera del eslabón, los contravientos y las columnas, tengan un comportamiento elástico y que las deformaciones inelásticas se concentren en la viga enlace.

Finalmente, en este tipo de sistema estructural (marcos contraventados excéntricamente) la viga enlace es el elemento estructural que define en gran parte la ductilidad del sistema. Sobre esa base, investigaciones recientes como Mansour (2010), Kuşylmaz y Topkaya (2013), Ji *et al.*

(2014), Mohebkah y Chenegi (2014), , entre otros; han estudiado el comportamiento de marcos con contravientos excéntricos de manera analítica y experimental, variando la longitud de la viga enlace (eslabones cortos y largos), con secciones reducidas ( $d_{VE} < d_{VEF}$ ) de viga enlace respecto a la porción fuera del eslabón, esfuerzos de fluencia inferiores ( $f_{yVE} < f_{yVEF}$ ), diferentes tipos de secciones (viga enlace de sección cajón y viga fuera del enlace sección IR), variando la relación  $e/L$  (rigidez lateral del sistema); puesto que el comportamiento y la resistencia de la viga enlace influye de manera directa en el diseño del resto de los elementos. Es decir, tener una viga enlace con un área del alma a cortante muy grande ( $A_{tw}$ ), dará como resultado elementos de diseño muy esbeltos (columna, contravientos, etc.), lo que será impráctico en la construcción de este tipo de sistemas estructurales.

Es importante hacer mención que un edificio estructurado con marcos con contraviento excéntrico, también existen marcos momento-resistentes que deberán ser diseñados conforme a la normativa vigente para marcos con detallado dúctil de las NTCEM-04. En otras palabras, deberán de satisfacerse los criterios establecidos en la sección 6 de las NTCEM-04 para estructuras dúctiles.

# **ANÁLISIS Y DISEÑOS ELÁSTICOS DE LOS MODELOS DE ESTUDIO**

CAPÍTULO 6

## 6 Análisis y diseños elásticos de los modelos de estudio

### 6.1 Antecedentes

En los capítulos anteriores, se ejemplifico el diseño por capacidad de un marco de acero con contravientos excéntricos, el comportamiento esperado de la viga enlace ante solicitaciones sísmicas, la tendencia y uso constructivo de edificios con este sistema estructural, los tipos de perfiles de acero más comunes en edificios contraventeados y finalmente, el comportamiento de la viga enlace, ante sismo así como en pruebas experimentales.

Es por ello que, en este capítulo se realizará el diseño por capacidad de un edificio de acero con base en marcos contraventeados excéntricamente tanto para los elementos que corresponde al marco con contraviento excéntrico como a los elementos cuya configuración corresponde a marco momento-resistente. Para que el diseño del sistema estructural derive en un mecanismo de colapso, donde la viga enlace será el elemento que cederá ante las demandas sísmicas.

### 6.2 Descripción de los modelos

Se estudian dos edificios de 6 y 9 niveles con alturas respectivas de 21.70 y 32.20 metros, estructurado con marcos dúctiles de acero con contravientos excéntricos. Para ambos edificios, en el diseño se utilizó la máxima ductilidad permitida por las NTCEM-04, es decir para un factor de comportamiento sísmico  $Q=4.0$ . Se consideró que los edificios estarían ubicados en la zona del lago de la Ciudad de México, es decir en la zona III (NTCS-04) con un periodo del suelo correspondiente a  $T_s=2.0$  s y periodos característicos  $T_a=1.175$  y  $T_b=2.40$  s. Los edificios cumplen con todas las condiciones de regularidad estipuladas en la sección 6.1 de las NTCS-04, por lo tanto el factor de irregularidad es igual a  $FI=1.0$ . El uso de los edificios será para oficinas por lo que, corresponde al grupo *BI*, por lo que no será necesario incrementar las ordenadas espectrales.

Los edificios con base en seis marcos de acero en cada dirección cuyas longitudes son de 33.00 metros (ambas) y con una altura total de 21.70 metros para el modelo de 6 niveles y de 32.20 metros para el modelo de 9 niveles. La altura del primer entrepiso es de 4.20 y el resto de los entrepisos la altura tipo es de 3.50 metros. El sistema de piso que se consideró es losacero, cuya orientación de la lámina es diferente en cada tablero para que se desarrolle una rigidez de piso similar en ambas direcciones (sistema de piso rígido) además de considerar pisos simplemente apoyados, es decir solo se transmitirán fuerzas cortantes de las vigas secundarias a las vigas principales (Perea, 2014). En la figura 6.1 se muestran las dimensiones en planta del edificio así como las alturas correspondientes para cada dirección ( $x$  y  $y$ ) y la orientación de la losacero en cada tablero.

#### 6.2.1 Definición de las cargas

El sistema de piso que se utilizará para los edificios de acero es mediante el sistema constructivo de losacero. Adicionalmente a las cargas muertas se consideran cargas adicionales que actúan sobre la losa como son los rellenos, impermeabilizaciones, instalaciones, acabados y la carga adicional estipulada por reglamento (NTCA-04). En la tabla 6.1 se muestran las cargas muertas por entrepiso y en la tabla 6.2 se muestra las cargas muertas en la azotea.

En relación a las cargas vivas, se consideraron dos tipos de cargas, la carga viva máxima  $W_m$  la cual será empleada para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y las cargas vivas instantáneas  $W_a$  las cuales se usarán para el diseño por fuerzas laterales, es decir para fuerzas

sísmicas. En la tabla 6.3 se muestran las magnitudes consideradas para este tipo de cargas, considerando que la magnitud está en función del destino del piso o cubierta (NTCA-04).

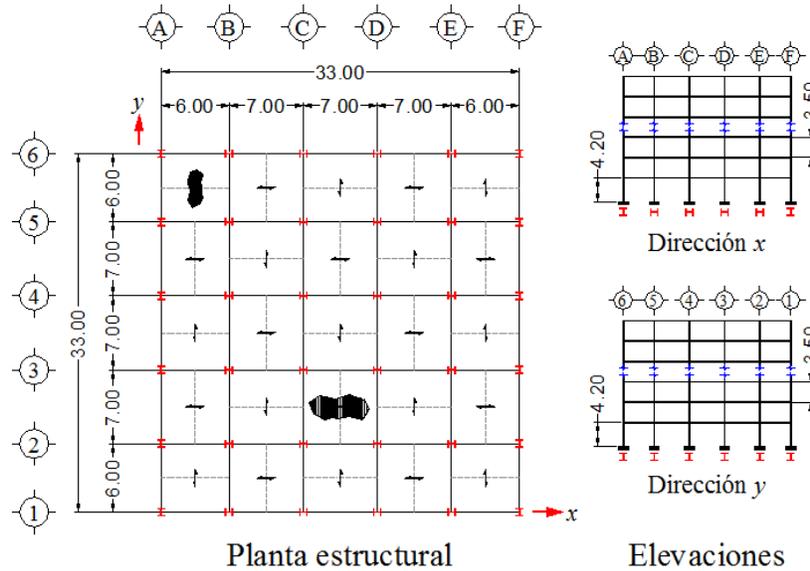


Figura 6.1 – Vista en planta y en elevaciones de los edificios propuestos

Tabla 6.1 – Cargas muertas de entrepiso

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losacero	277
Vitropiso	25
Mamparas de vidrio interiores	45
Mortero para nivelación	25
Instalación y plafones	40
Carga adicional por reglamento (NTCA-04)	40
<b>Total carga muerta</b>	<b>452</b>

Tabla 6.2 – Cargas muertas en azotea

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losacero	277
Entortado e impermeabilización	55
Instalación y plafones	40
Carga adicional por reglamento (NTCA-04)	20
<b>Total carga muerta</b>	<b>392</b>

Tabla 6.3 – Cargas vivas unitarias según las NTCA-04

Destino de piso o cubierta	$W_m$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_a$ (kg/m <sup>2</sup> )
Oficinas, despachos y laboratorios	250	180
Azoteas con pendiente menor del 5%	100	70

### 6.2.2 Combinaciones de cargas

Como se estipula en la sección 3.3 de las NTCA-04, deberán considerarse distintas combinaciones de acciones así como para cualquier estado límite de falla posible. Cada combinación en estudio será multiplicada por los factores de carga correspondiente, tal que para combinaciones que solo impliquen cargas permanentes y acciones variables, el factor será de

1.4, mientras que para acciones permanentes, variables y accidentales (sismo), el factor será de 1.1.

Tabla 6.4 – Combinaciones de carga de diseño

Comb.	$C_M$	$W_m$	$W_a$	$FFH_{CMX}$	$FFH_{CMY}$	$FFH_{WmX}$	$FFH_{WmY}$	$FFH_{WaX}$	$FFH_{WaY}$	$S_X$	$S_Y$
Comb101	1.4	1.4	-	1.4	1.4	1.4	1.4	-	-	-	-
Comb102	1.4	1.4	-	1.4	-1.4	1.4	-1.4	-	-	-	-
Comb103	1.4	1.4	-	-1.4	1.4	-1.4	1.4	-	-	-	-
Comb104	1.4	1.4	-	-1.4	-1.4	-1.4	-1.4	-	-	-	-
Comb201	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	1.1	0.330
Comb202	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	1.1	0.330
Comb203	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	1.1	0.330
Comb204	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	1.1	0.330
Comb211	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	1.1	-0.330
Comb212	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	1.1	-0.330
Comb213	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	1.1	-0.330
Comb214	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	1.1	-0.330
Comb221	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	-1.1	0.330
Comb222	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	-1.1	0.330
Comb223	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	-1.1	0.330
Comb224	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	-1.1	0.330
Comb231	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	-1.1	-0.330
Comb232	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	-1.1	-0.330
Comb233	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	-1.1	-0.330
Comb234	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	-1.1	-0.330
Comb241	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	0.330	1.1
Comb242	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	0.330	1.1
Comb243	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	0.330	1.1
Comb244	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	0.330	1.1
Comb251	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	0.330	-1.1
Comb252	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	0.330	-1.1
Comb253	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	0.330	-1.1
Comb254	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	0.330	-1.1
Comb261	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	-0.330	1.1
Comb262	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	-0.330	1.1
Comb263	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	-0.330	1.1
Comb264	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	-0.330	1.1
Comb271	1.1	-	1.1	1.1	1.1	-	-	1.1	1.1	-0.330	-1.1
Comb272	1.1	-	1.1	1.1	-1.1	-	-	1.1	-1.1	-0.330	-1.1
Comb273	1.1	-	1.1	-1.1	1.1	-	-	-1.1	1.1	-0.330	-1.1
Comb274	1.1	-	1.1	-1.1	-1.1	-	-	-1.1	-1.1	-0.330	-1.1

Así, de acuerdo con las NTCEM-04 para estructuras de acero deberán considerarse fuerzas ficticias horizontales para tomar en cuenta las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura. Estas fuerzas ficticias se consideran en todas las combinaciones de carga y cuya magnitud será igual a 0.005 veces la carga vertical de diseño actuante en cada nivel.

En la tabla 6.4 se enuncian las combinaciones consideradas para el diseño de los elementos estructurales con su factor de carga correspondiente (1.4 para cargas gravitacionales y 1.1 para cargas accidentales),  $C_M$  es carga muerta,  $W_m$  carga viva máxima,  $W_a$  carga viva

instantánea,  $FFH_{CMX}$  y  $FFH_{CMY}$  es la fuerza ficticia debido a  $C_M$  en la dirección  $x$  y  $y$  respectivamente,  $FFH_{WmX}$  y  $FFH_{WmY}$  es la fuerza ficticia debido a  $W_m$  en ambas direcciones,  $FFH_{WaX}$  y  $FFH_{WaY}$  es la fuerza ficticia debido a  $W_a$  en las direcciones  $x$  y  $y$ . Finalmente, la carga accidental por sismo en ambas direcciones son  $S_X$  y  $S_Y$ .

### 6.2.3 Distribución de los contravientos en planta

Con el objetivo de proponer una distribución de los contravientos en planta y que se cumplan los requisitos de distorsiones permisibles de entrepiso para seguridad contra colapso así como las distorsiones para la limitación de daños a elementos no estructurales, se propusieron diferentes configuraciones de distribución de contravientos para cumplir los requisitos de distorsiones máximas contra prevención de colapso ( $\delta_u \leq 2.0\%$ ) y de limitación de daños ( $\delta_y \leq 0.4\%$ ) conforme al Apéndice A de las NTCS-04.

Así, en la figura 6.2 se muestran las diferentes propuestas de configuraciones de distribución en planta tipo, de los contravientos en todos los niveles, respetando que el modelo continuará siendo regular en sus rigideces de entrepiso. Para cada configuración se fue obteniendo sus periodos de vibrar así como las distorsiones de entrepiso. En la tabla 6.5 se muestran estos resultados.

Tabla 6.5 – Información de las distribuciones propuestas de contravientos para la planta tipo

Configuración	Periodos fundamentales $T_e$ (s)		Distorsiones máximas (%)	
	Dirección $x$	Dirección $y$	Colapso $\delta_u$	Limitación de daños $\delta_y$
a)	1.6214	1.7884	7.27	1.01
b)	1.0743	1.1574	2.54	0.35
c)	1.2068	1.3022	3.75	0.52
d)	0.9633	0.9824	1.71	0.23
e)	0.9434	0.9614	1.98	0.27

Con base en los resultados de la tabla 6.5 que corresponde a cada una de la distribución en la planta tipo de los contravientos, se hace muestra en la figura 6.2a que los contravientos se encuentra situados en los marcos exteriores en ambas direcciones y en relación con la tabla 6.1, las distorsiones no cumplen con lo estipulado en las NTCS-04 (distorsión contra colapso menor del 2% y contra límite de daños menor del 0.40%). En la configuración de la figura 6.2b se adicionaron contravientos en los marcos intermedios en ambas dirección y con base en lo mostrado en la tabla 6.1, no se cumple con el límite del 2.0% de distorsión contra colapso pero si contra el límite de daños. Por otra parte, la configuración de la figura 6.2c tiene dos crujías con contravientos en ambas direcciones, esta configuración nuevamente no cumple con ninguna de las distorsiones conforme al Reglamento (NTCS-04). Sobre esa base, las configuraciones de la figura 6.2a a la 6.2c son descartadas por no cumplir las distorsiones.

Ahora, la figura 6.2d que además de los contravientos en dos crujías en los marcos exteriores, se agrega una crujía contraventeada en los marcos intermedios. Esta configuración (figura 6.2d) cumple con los límites de distorsiones, mostrando una distorsión máxima de 1.71% contra colapso y una distorsión de 0.23% contra límite de daños.

Finalmente, la figura 6.2e tanto en los marcos exteriores como en los intermedios, contempla dos crujías contraventeadas en ambas direcciones. Esta distribución de contravientos cumple con ambas distorsiones, sin embargo; el realizar el diseño de las columnas por capacidad para marcos con contravientos excéntricos, las columnas que sean adyacentes de dos crujías

contraventeadas (columnas en las intersección de los ejes B, E, 2 y 5) pudiera presentar ciertos problemas de axialización ( $P_R \geq P_{uGrav} + \Sigma V_n$  de cada entrepiso), por efecto de la contribución del sismo perpendicular a la dirección del sismo de análisis.

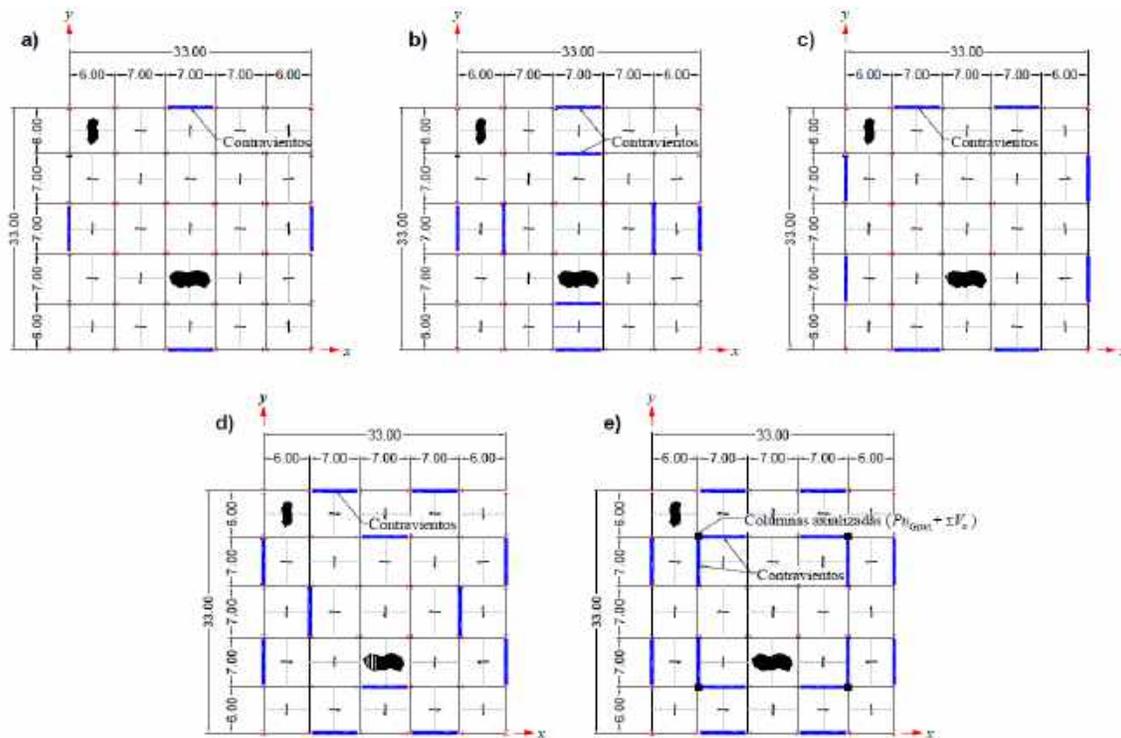


Figura 6.2 – Vista en planta tipo con diferentes distribuciones de contravientos

Así, la figura 6.2d será la configuración de distribución de contravientos excéntricos para el diseño por capacidad del edificio de estudio, ya que para los perfiles propuestos aun sin diseñar, se cumplen con ambas distorsiones conforme al reglamento.

### 6.2.4 Análisis sísmico

Las estructuras en estudio se proponen con una ubicación en la zona *IIIb* de la zonificación del Distrito Federal para fines de diseño sísmico (sección 1.4, NTCS-04), por lo que se considera un periodo de suelo dominante  $T_s = 2.0$  s. Así, conforme al Apéndice normativo de las NTCS-04, las magnitudes de los periodos característicos son  $T_a = 1.175$  y  $T_b = 2.40$  s, un coeficiente de aceleración del terreno  $a_0 = 0.25$ , un cociente  $k = 0.35$  y finalmente un coeficiente sísmico  $c = 0.1214$ .

#### 6.2.4.1 Condiciones de regularidad de la estructura

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los siguientes requisitos (NTCS-04):

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base  $H/B$  no pasa de 2.5.

Modelo 6 niveles.  $H/B = 21.70/33.00 = 0.82 < 2.5$

Modelo 9 niveles.  $H/B = 32.20/33.00 = 0.97 < 2.5$

3. La relación de largo a ancho de la base  $B/L = 1.0$  no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Debido a que los modelos satisfacen todos los requisitos de la sección 6.1 de las NTCS-04 no es necesario hacer alguna reducción por irregularidad de la estructura.

#### 6.2.4.2 Factores de reducción por ductilidad $Q'$ y sobrerresistencia $R$

Conforme al Apéndice A de las NTCS-04, para realizar los análisis sísmicos podrán reducirse las ordenadas espectrales por los factores de reducción por ductilidad  $Q'$  y sobrerresistencia  $R$ . Así con un factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$  y con los datos de la sección 6.2.3, los factores de reducción resultaron  $Q' = 4.891$  y  $R = 2.051$  para el modelo de 6 niveles mientras que para el modelo de 9 niveles las magnitudes de dichos factores son  $Q' = 5.593$  y  $R = 2.019$ .

#### 6.2.4.3 Espectros de diseño

Con los datos antes mencionados se calcula el espectro de diseño conforme a la metodología de la sección A.3 del Apéndice A de las NTCS-04 (A.3), para ello se adoptó como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad. El espectro de diseño sísmico calculado se muestra en la figura 6.3. Se hace notar el espectro de diseño elástico (peligro sísmico) y el espectro de diseño inelástico (reducido por el factor de ductilidad  $Q'$ , sobrerresistencia  $R$ ) para ambas direcciones. Es importante mencionar que este espectro no incluye la interacción suelo – estructura (ISE), por lo tanto el factor de reducción por amortiguamiento suplementario fue considerado igual a  $\beta = 1$ .

### 6.3 Diseño por capacidad de marcos con contravientos excéntricos

Conforme a la metodología propuesta mostrada en la figura 5.2 y con base en algunas consideraciones para marcos dúctiles de las NTCEM-04, se procede a predimensionar las secciones transversales para cada elemento estructural, comenzando por la viga enlace o eslabón, ya que todos los elementos estructurales que sean adyacentes a la viga enlace dependerán su capacidad de diseño  $V_n$ .

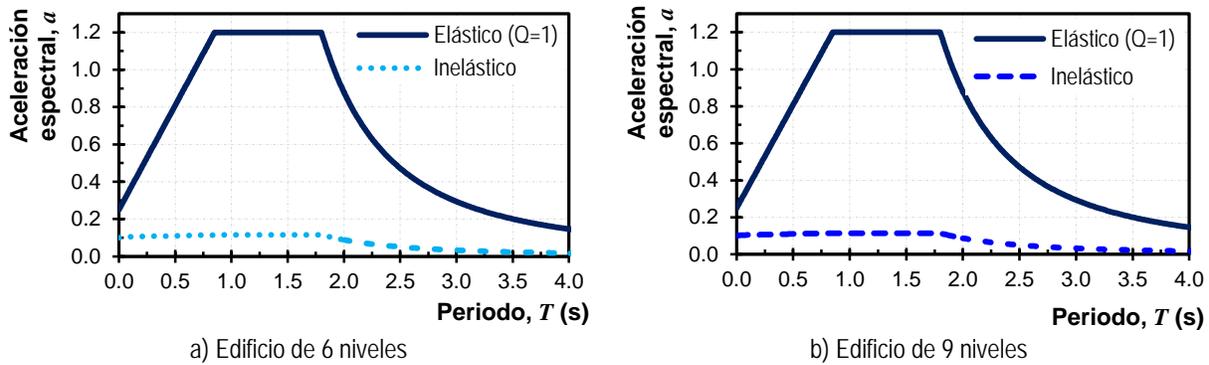


Figura 6.3 – Espectros de diseño elástico e inelástico conforme al Apéndice A de las NTCS-04 para los modelos de estudio

### 6.3.1 Configuración geométrica de los modelos de estudio

Conforme a los resultados de la tabla 6.4, la distribución en planta de los contravientos de la figura 6.2 inciso d, desarrolló un comportamiento aceptable en cuanto a las distorsiones de un modelo con un prediseño básico, es decir, aunque se han propuesto secciones transversales que aún no han sido analizadas ni diseñadas a detalle, tuvo un comportamiento estable. Así, en la figura 6.4 y 6.5 se muestra la planta tipo de la distribución de contravientos así como de los perfiles propuestos para cada sección de elementos estructural y se muestran las elevaciones de los marcos que llevan contravientos en dos crujeías y los marcos momento resistentes. Las figuras 6.4 y 6.5 corresponden a los modelos de 6 y 9 niveles respectivamente.

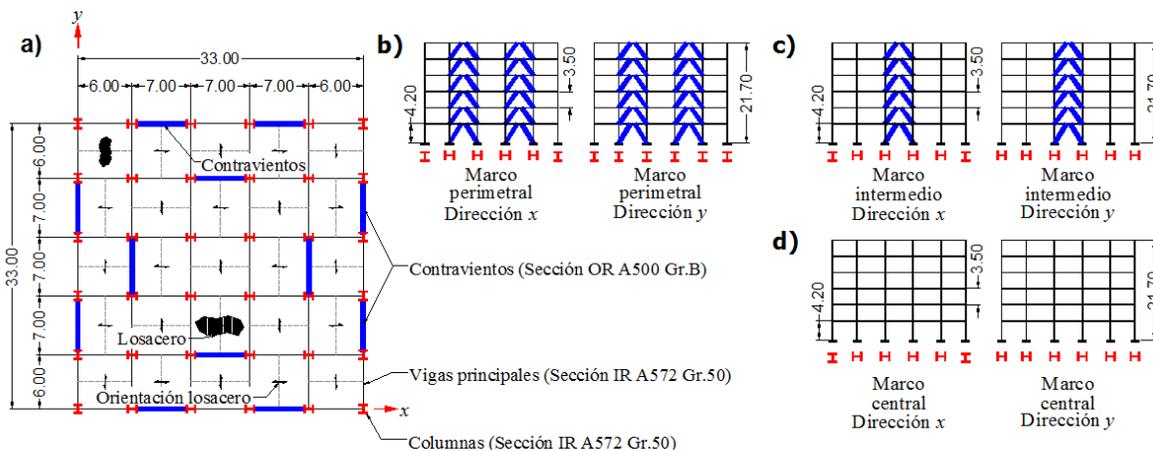


Figura 6.4 – Modelo de 6 niveles: a) Planta tipo, b) Marcos perimetrales, c) Marcos intermedios y d) Marcos centrales

Los elementos estructurales serán propuestos de acuerdo con con la tendencia constructiva y uso de perfiles para este tipo de sistema estructural (Capítulo 3). Así, para los marcos contraventeados excéntricamente se utilizarán perfiles de sección IR (W) para vigas enlace, vigas fuera del enlace y columnas de acero A572 Grado 50, mientras que para los contravientos se empleará perfiles tipo OR (HSS) de acero A500 Grado B. Por otra parte, para el resto de los elementos que no tenga adyacente una viga enlace, se emplearán perfiles IR (W) para las vigas y columnas.

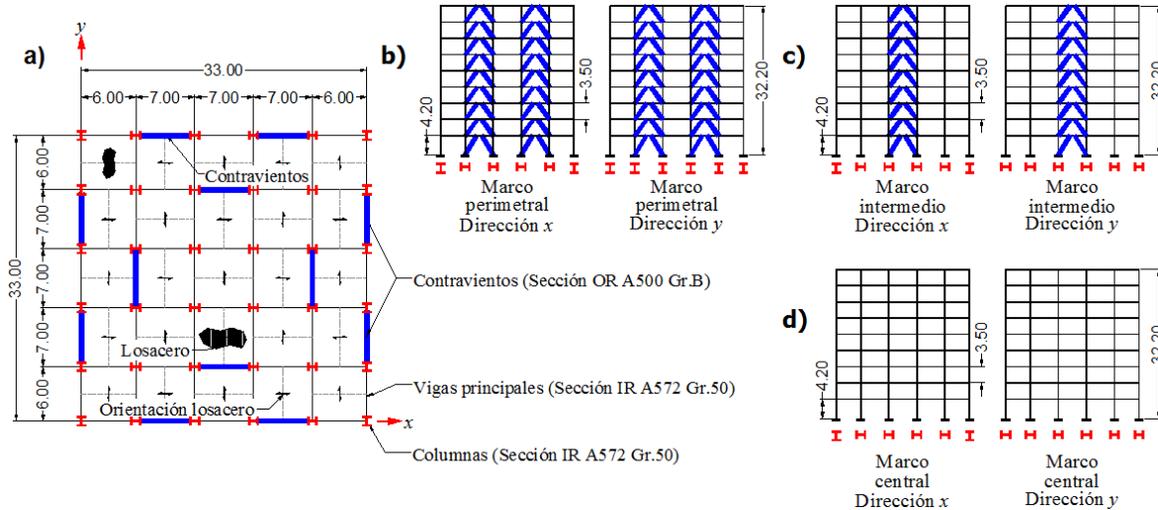


Figura 6.5 – Modelo de 9 niveles: a) Planta tipo, b) Marcos perimetrales, c) Marcos intermedios y d) Marcos centrales

En la figura 6.6 se muestran los isométricos de los modelos de 6 y 9 niveles, se hace notar la configuración de los tableros con las vigas secundarias de forma alternada con el objetivo de garantizar que en ambas direcciones se tenga un sistema de piso rígido similar. Aunque tendrá desventajas constructivas, colocar tableros alternados se evita tener un sistema de piso rígido en una sola dirección y flexible en otra.

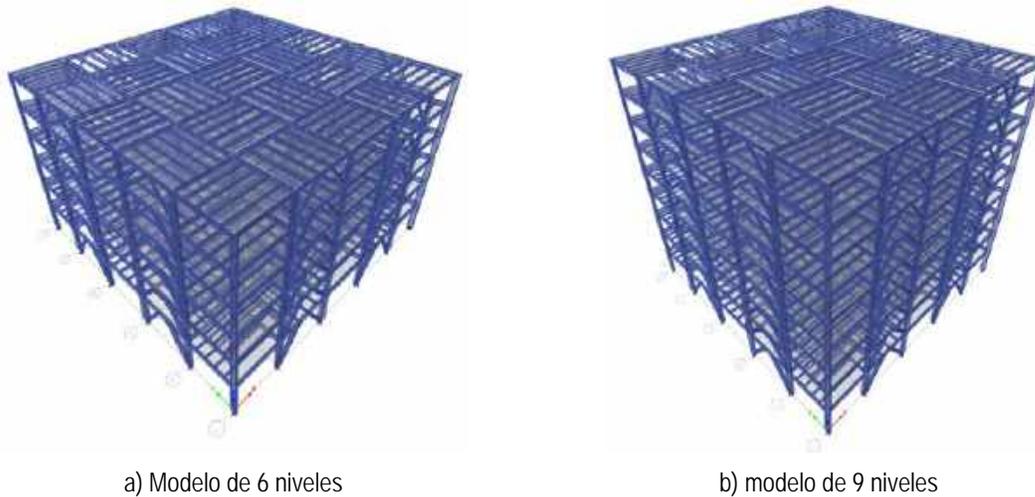


Figura 6.6 – Isométricos de los modelos de estudio

### 6.3.2 Prediseño de las vigas enlace

Conforme a la metodología propuesta de la figura 5.2, se propondrán las longitudes de la viga enlace y el peralte de estas. Se considera que la longitud de la viga enlace  $e$  deberá ser menor o igual del 20% de la longitud de la crujía  $L_{crujía}$  mientras que, el peralte del perfil  $d$  sea mayor o igual a la longitud de la crujía  $L_{crujía}$  entre 25. Asimismo, se requieren los cortantes sísmicos para poder estimar la resistencia del alma a cortante para poder prediseñar la sección del perfil para la viga enlace. Se considera que la magnitud de  $e \leq 0.20 \cdot L_{crujía}$  para garantizar que la viga enlace fluiría por cortante (viga enlace corta).

Por otra parte, conforme al AISC 341-10 (sección F3.5b 1), las vigas enlace o eslabones deberán satisfacer los requerimientos de elementos altamente dúctiles de acuerdo con la sección D1.1 del mismo manual. Existe la excepción de que cuando las vigas enlace sean consideradas como vigas enlace corta, los patines podrán satisfacer los requerimientos de miembros moderadamente dúctil.

En las tablas 6.6 y 6.7 se muestran los cálculos de las fuerzas sísmicas conforme a la normativa vigente para los sistemas estudiados. Dichas fuerzas sísmicas se obtuvieron mediante la ecuación 5.1.

Mediante la tabla 6.8 y 6.9 se prediseñan las secciones propuestas de viga enlace para los marcos con contravientos excéntricos, la longitud de la crujía es igual a  $L_{crujía} = 7.00$  m, así que, se obtienen los parámetros iniciales para calcular la longitud de la viga enlace  $e$ , el peralte mínimo de la sección  $d_{mínimo}$  así como el cortante último  $V_u$  que estará actuando sobre los enlaces por nivel y el cortante resistente  $V_n = \phi \cdot 0.6 \cdot A_{lw} \cdot f_y$  (figura 5.5).

Tabla 6.6 – Fuerzas sísmicas laterales del modelo de 6 niveles

Entrepiso	$h_n$ (m)	$h_i$ (m)	$W_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i^2$ (ton)	$F_i$	$V_i$
6	3.50	21.70	503.12	10,918	236,913	105.692	105.692
5	3.50	18.20	688.25	12,526	227,975	121.263	226.955
4	3.50	14.70	688.25	10,117	148,724	97.943	324.898
3	3.50	11.20	688.25	7,708	86,334	74.623	399.521
2	3.50	7.70	688.25	5,300	40,806	51.304	450.824
1	4.20	4.20	688.25	2,891	12,141	27.984	478.808
<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>21.70</b>	<b>-</b>	<b>3,944</b>	<b>49,460</b>	<b>752,893</b>	<b>471.203</b>	<b>1,955.14</b>

Tabla 6.7 – Fuerzas sísmicas laterales del modelo de 9 niveles

Entrepiso	$h_n$ (m)	$h_i$ (m)	$W_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i^2$ (ton)	$F_i$	$V_i$
9	3.50	32.20	503.12	16,200	521,653	98.624	98.624
8	3.50	28.70	688.25	19,753	566,903	120.250	218.874
7	3.50	25.20	688.25	17,344	437,065	105.585	324.460
6	3.50	21.70	688.25	14,935	324,089	90.921	415.381
5	3.50	18.20	688.25	12,526	227,975	76.256	491.637
4	3.50	14.70	688.25	10,117	148,724	61.592	553.228
3	3.50	11.20	688.25	7,708	86,334	46.927	600.155
2	3.50	7.70	688.25	5,300	40,806	32.262	632.417
1	4.20	4.20	688.25	2,891	12,141	17.598	650.015
<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>32.20</b>	<b>-</b>	<b>6,009</b>	<b>106,774</b>	<b>2,365,689</b>	<b>650.015</b>	

Tabla 6.8 – Prediseño de las vigas enlaces del edificio de 6 niveles

$n$	$h_i$ (m)	$L_{crujía}$ (m)	$e$ (m)	Perfil IR	$d_{mínimo}$ (cm)	$d_{prop}$ (cm)	Rev Peralte	$V_i$ (ton)	$V_u$ (ton)	$A_{lw}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_n$ (ton)	Rev. $V_n$	Patín	Alma
6	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	106	53	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
5	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	227	113	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
4	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	325	162	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
3	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	400	200	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
2	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	451	225	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
1	4.20	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	479	287	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1

Por lo tanto, se comenzará el prediseño de las vigas enlace en el edificio de 6 niveles con el perfil IR 356X56.7 (W 14X38) para todos los entresijos.

Ahora bien, respecto al modelo de 9 niveles, el prediseño de las vigas enlace en el edificio se propone con el perfil IR 356X56.7 (W 14X38) para los entresijos 2 al 9 y un perfil IR 356X101.3 (W 14X68) para el entresijo 1. Lo anterior se enuncia en la tabla 6.9 donde se identifica que el  $V_n$  del perfil IR 356X56.7 resultaba ser menor que  $V_u$ , por ende se decidió cambiar el perfil en este entresijo.

Tabla 6.9 – Prediseño de las vigas enlaces del edificio de 9 niveles

$n$	$h_i$ (m)	$L_{crujía}$ (m)	$e$ (m)	Perfil IR	$d_{mínimo}$ (cm)	$d_{prop}$ (cm)	Rev Peralte	$V_i$ (ton)	$V_u$ (ton)	$A_{Iw}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_n$ (ton)	Rev. $V_n$	Patín	Alma
9	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	99	49	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
8	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	219	109	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
7	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	324	162	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
6	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	415	208	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
5	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	492	246	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
4	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	553	277	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
3	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	600	300	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
2	3.50	7.00	1.05	356X56.7	28	35.8	✓	632	316	169	320	✓	Tipo 1	Tipo 1
1	4.20	7.00	1.05	356X101.3	28	35.6	✓	650	390	217	412	✓	Tipo 1	Tipo 1

### 6.3.3 Prediseño del resto de los elementos estructurales

Las vigas fuera del enlace, los contravientos y las columnas estarán en función de la resistencia nominal de la viga enlace. Así, para el predimensionamiento del resto de los elementos se tomarán en cuenta las consideraciones de la metodología propuesta (figura 5.2) y de las consideraciones para cada elemento estructural (figura 5.11 y 5.12).

#### 6.3.3.1 Vigas fuera del enlace

Se recomienda que cuando el perfil de la viga fuera de la viga enlace sea diferente al perfil de la viga enlace, deberá satisfacer los requerimientos de elementos moderadamente dúctiles de acuerdo con la sección D1.1.

Por otra parte, la resistencia de la viga fuera del enlace será función de la resistencia nominal de la viga enlace  $V_N$  (ecuación 5.27) mientras que, la carga axial por efecto de las demandas sísmicas será sustituida por la carga axial  $P_{E_{mh}}$  (ecuación 5.28) y el momento que producen las fuerzas sísmicas se sustituyen por  $M_{VE}$  (ecuación 5.29).

La fuerza axial  $P_{E_{mh}}$  corresponde a una fuerza horizontal por carga sísmica, cuya magnitud se obtendrá mediante la ecuación 5.28. Así, el momento resultante  $M_{E_{mh}}$  en el extremo de la viga enlace debido a la resistencia nominal ajustada a cortante será calculado mediante la ecuación 5.30. En las tablas 6.10 y 6.11 se muestra el prediseño de las vigas fuera del enlace para cada modelo correspondiente,  $R_c$  y  $F.R \cdot M_p$  corresponde a la resistencia a la compresión y al momento plástico reducido por su factor de seguridad conforme a las NTCEM-04.

Con base en lo anterior, se predimensionan las vigas fuera del enlace mediante los perfiles propuestos de la viga enlace.

Así, la sección propuesta del perfil IR 356X56.7 (W 14X38) es aceptada para el predimensionamiento de la viga fuera del enlace para todos los entresijos del edificio de 6 niveles.

Tabla 6.10 – Prediseño de las vigas fuera del enlace para el edificio de 6 niveles

$n$	$h_i$ (m)	$L_{crujía}$ (m)	$e$ (m)	Perfil IR	$V_N$ (ton)	$P_{Emh}$ (ton)	$M_{Emh}$ (ton-m)	$R_c$ (ton)	$R_c \geq P_{Emh}$	$F.R \cdot M_p$	$F.R \cdot M_p \geq M_{Emh}$	Patín	Alma
6	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	29	146	✓	32	✓	Tipo 1	Tipo 1
5	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	29	146	✓	32	✓	Tipo 1	Tipo 1
4	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	29	146	✓	32	✓	Tipo 1	Tipo 1
3	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	29	146	✓	32	✓	Tipo 1	Tipo 1
2	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	29	146	✓	32	✓	Tipo 1	Tipo 1
1	4.20	7.00	1.05	356X57	68	57	29	146	✓	32	✓	Tipo 1	Tipo 1

Tabla 6.11 – Prediseño de las vigas fuera del enlace para el edificio de 9 niveles

$n$	$h_i$ (m)	$L_{crujía}$ (m)	$e$ (m)	Perfil IR	$V_N$ (ton)	$P_{Emh}$ (ton)	$M_{Emh}$ (ton-m)	$R_c$ (ton)	$R_c \geq P_{Emh}$	$F.R \cdot M_p$	$F.R \cdot M_p \geq M_{Emh}$	Patín	Alma
9	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
8	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
7	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
6	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
5	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
4	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
3	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
2	3.50	7.00	1.05	356X57	68	68	24	146	□	32	□	Tipo 1	Tipo 1
1	4.20	7.00	1.05	356X101	87	73	32	344	□	60	□	Tipo 1	Tipo 1

Así, las secciones propuestas de los perfil IR 356X56.7 (W 14X38) y IR 356X101.3 (W 14X68) son aceptados para el predimensionamiento de las vigas fuera del enlace para el modelo de 9 niveles.

### 6.3.3.2 Contravientos

Los contravientos deberán ser prediseñados bajo los criterios y recomendaciones que se estipulan en el AISC 341-10; es decir, satisface los requerimientos de elementos moderadamente dúctiles asimismo que la resistencia requerida dependerá de la resistencia nominal de la viga enlace  $V_N$  (ecuación 5.35). Para el diseño de los contravientos será necesario determinar el cortante que demanda el sismo a la viga enlace del entrepiso de estudio  $V_{sismo}$  (máximo a modo de estandarizar). Cuando se tengan las magnitudes tanto de  $V_N$  como del  $V_{sismo}$ , se procede a obtener un factor de sobrerresistencia por sismo  $\Omega_{V_{sismo}}$ , que es el cociente de  $V_N/V_{sismo}$ .

Así, mediante la ecuación 6.1 se obtendrá la fuerza axial que estará actuando en el contraviento (tensión o compresión). En la ecuación 6.1,  $\beta$  es el ángulo entre el contraviento y la horizontal.

$$F_T = F_C = V_N \left( \frac{L_{crujía}}{L_{crujía} - e} \right) \frac{1}{\sin \beta} \tag{Ecuación 6.1}$$

En la tabla 6.12 se muestra el desarrollo para determinar el predimensionamiento de los perfiles para contravientos para el modelo de 6 niveles mientras que, en la tabla 6.13 está el predimensionamiento para el modelo de 9 niveles. Así, la magnitud de  $\beta$  se recomienda ser menor de  $60^\circ$  ya que de lo contrario el contraviento deberá resistir grandes cargas axiales, tanto de tensión como de compresión.

Tabla 6.12 – Prediseño de los contravientos del modelo de 6 niveles

$n$	$h_i$ (m)	Perfil OR	$V_N$ (ton)	$L_{crujía}$ (m)	$e$ (m)	$\beta$	$F_T=F_C$ (ton)	$R_c$ (ton)	$R_t$ (ton)	Rev. $R_c \geq F_C$	Rev. $R_t \geq F_T$
6	3.50	203X203X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	254	✓	✓
5	3.50	203X203X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	254	✓	✓
4	3.50	203X203X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	254	✓	✓
3	3.50	203X203X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	254	✓	✓
2	3.50	203X203X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	254	✓	✓
1	4.20	203X203X13	77	7.0	1.05	55°	111	228	254	✓	✓

Así, la sección propuesta del perfil OR 203X203X13 (HSS 8X8X1/2) es aceptada para el predimensionamiento del contraviento en los 6 entrepisos del modelo. Asimismo, con base en la tabla 6.13 el perfil OR 203X203X13 (HSS 8X8X1/2) cumple con los requisitos de prediseños para el modelo de 9 niveles en todos sus entrepisos.

Tabla 6.13 – Prediseño de los contravientos del modelo de 9 niveles

$n$	$h_i$ (m)	Perfil OR	$V_N$ (ton)	$L_{crujía}$ (m)	$e$ (m)	$\beta$	$F_T=F_C$ (ton)	$R_c$ (ton)	$R_t$ (ton)	Rev. $R_c \geq F_C$	Rev. $R_t \geq F_T$
9	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
8	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
7	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
6	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
5	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
4	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
3	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
2	3.50	200X200X13	77	7.0	1.05	50°	118	234	253	✓	✓
1	4.20	200X200X13	99	7.0	1.05	55°	142	228	253	✓	✓

### 6.3.3.3 Columnas

Finalmente, las columnas serán los últimos elementos estructurales que se predimensionaran en el marco contraventeado excéntricamente. Las columnas deberán ser capaces de soportar la carga resultante de la sumatoria de las resistencias nominales de las vigas enlace  $\Sigma V_n$  por el efecto de la sobrerresistencia de la fuerza horizontal en un 88% que actúen por arriba de la columna de diseño a consideración. En la tabla 6.14 se muestra el procedimiento para predimensionar los perfiles de las columnas para el edificio de 6 niveles y en la tabla 6.15 se muestra el predimensionamiento de las columnas del edificio de 9 niveles.

Tabla 6.14 – Prediseño de las columnas para el edificio de 6 niveles

$n$	$h_i$ (m)	$V_n$ (ton)	$V_N = 0.88\Omega_{ED}R_y\Sigma V_n$ (ton)	Perfil IR	$R_c$ (ton)	Rev. $R_c \geq V_N$
6	3.50	55	68	533X150.4	512	✓
5	3.50	55	136	533X150.4	512	✓
4	3.50	55	203	533X150.4	512	✓
3	3.50	55	271	533X150.4	512	✓
2	3.50	55	339	533X150.4	512	✓
1	4.20	55	406	533X150.4	465	✓

Así, la sección propuesta del perfil IR 533X150.4 (W 21X101) es aceptada para el predimensionamiento de las columnas. De manera similar, se propone para el modelo de 9 niveles se utilice el perfil IR 533X150.4 (W 21X101); sin embargo, con base en la tabla 6.15, el

perfil propuesto solo es aceptado para los niveles del 3 al 9. Para el primer y segundo entrepiso se requiere un perfil con un área más grande que para los entrepisos superiores. El perfil que es aceptable para dichos entrepisos es el IR 686X192.1 (W 27X129).

Tabla 6.15 – Prediseño de las columnas para el edificio de 9 niveles

$n$	$h_i$ (m)	$V_n$ (ton)	$V_N = 0.88\Omega_{ED}R_y\Sigma V_n$ (ton)	Perfil IR	$R_c$ (ton)	Rev. $R_c \geq V_N$
9	3.50	55	68	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
8	3.50	55	136	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
7	3.50	55	203	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
6	3.50	55	271	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
5	3.50	55	339	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
4	3.50	55	407	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
3	3.50	55	474	533X150.4	512	<input type="checkbox"/>
2	3.50	55	542	686X192.1	771	<input type="checkbox"/>
1	4.20	71	610	686X192.1	714	<input type="checkbox"/>

### 6.3.4 Prediseño de los elementos de los marcos momento – resistente

Cualquier edificio con base en marcos contraventeados excéntricamente, existirán marcos adyacentes que no cuenten con ningún sistema de contravientos e incluso, los propios marcos que tengan contravientos excéntricos, tendrá crujiás que no sean contraventeadas. En este tipo de marcos, deberán ser diseñados conforme a lo establecido por la normativa vigente para estructuras dúctiles. En las NTCEM-04, estos criterios se establecen en la sección 6. En la figura 6.7 se muestra la consideración de diseño por capacidad para marcos con contravientos excéntricos y para marcos momento – resistente para un marco del edificio de 6 niveles en estudio. La figura 6.7a corresponde a la planta tipo y la figura 6.7 b es un marco intermedio tipo donde se muestra que los elementos son diseñados bajo la filosofía de diseño por capacidad para marcos contraventeados excéntricamente y marcos momento-resistentes.

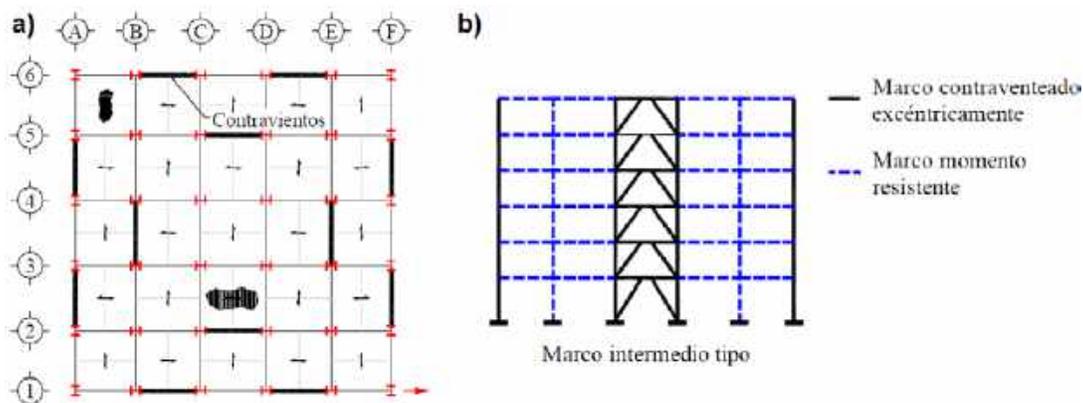


Figura 6.7 – Estructuración de los marcos – a) planta tipo, b) elevación tipo

Así, deberán cumplir ciertos criterios que se establecen en las NTCEM-04 para este tipo de estructuras, con el fin de que se cumpla con la premisa de diseño viga débil – columna fuerte.

### 6.3.4.1 Vigas

Para el diseño de las vigas, se deberá considerar los siguientes criterios de diseño:

- Las secciones transversales deberán ser tipo 1 (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con magnitudes de  $Q=4$ ); es decir, deberá ser una sección sísmicamente compacta (sección 2.3.1, NTCEM-04).
- Se deberá cumplir los requisitos geométricos conforme a las sección 6.1.2.1 de las NTCEM-04.
- Con base en el estudio estadístico realizado en el capítulo 2, ningún perfil estructural de acero A572 Grado 50 (perfiles IR), su esfuerzo de ruptura de tensión  $f_u$  es mayor que 1.5 el esfuerzo de fluencia  $f_y$ , por lo tanto no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas que hayan sido reducidas ya sea por agujeros o por alguna otra causa.
- Las fuerzas cortantes de diseño se obtendrán con un factor de resistencia  $F_R$  cuya magnitud sea igual a 0.70, en lugar de 0.90.

### 6.3.4.2 Columnas

El diseño de las columnas (elementos flexocomprimidos) se apegará conforme a lo siguiente:

- Se deberán cumplir los requisitos geométricos conforma a las sección 6.1.3.1 de las NTCEM-04,
- La relación de esbeltez no deberá ser mayor a una magnitud igual a 60 (sección 6.1.3.1, NTCEM-04),
- Tanto para el diseño por flexocompresión y cortante podrá considerarse el factor de resistencia igual a  $F_R=0.70$ .

### 6.3.4.3 Relación entre los momentos en vigas y columnas

Conforme a las NTCEM-04 deberá satisfacerse la siguiente relación en cualquier nudo de la estructura.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Así,  $\sum M_{pc}^*$  y  $\sum M_{pv}^*$  son las sumas de los momentos plásticos de las columnas y de las vigas respectivamente. La relación de la ecuación 6.2 define que los momentos de las columnas deberán de ser mayor que las vigas, pero en la ecuación 6.2 (sección 5.8.1.0, NTCEM-04) solo define que deberá ser mayor de 1.0, es decir no se menciona en que porcentaje los momentos de las columnas deberán ser mayor al de las vigas.

Con base en lo anterior, se puede definir que la magnitud de 1.0 corresponde a un factor  $\alpha$ , que reordenando la fórmula 6.2, queda de la siguiente manera:

$$\sum M_{pc}^* > \alpha \cdot \sum M_{pv}^* \quad \text{Ecuación 6.3}$$

Sin embargo, considerar este factor  $\alpha$  con una magnitud igual a 1.0 puede considerarse poco conservador, ya que puede estimarse que los momentos plásticos de las columnas serán ligeramente mayores que los momentos de las vigas, por ende, la premisa de diseño columna fuerte – viga débil no pudiera desarrollarse completamente en la etapa de diseño. Por lo anterior, el factor  $\alpha$  puede ser considerado como un factor de estudio importante.

Para estructuras de concreto, este factor  $\alpha$  tienen una magnitud igual a 1.5 (sección 7.3.2.1, NTCC-04) a diferencia de la magnitud de 1.0 para estructuras de acero. No obstante, investigaciones recientes como Tapia y Tena (2013) recomiendan una magnitud de  $\alpha$  igual a 1.20 para estructuras de acero.

### 6.4 Diseño elástico

Se diseñaron dos edificios de 6 y 9 niveles estructurados con marcos contraventeados excéntricamente con las configuraciones de planta tipo y marcos en elevaciones mostrados en las figura 6.4 y 6.5, así como con los isométricos de la figura 6.6. El procedimiento de análisis y diseño para los marcos con contravientos excéntricos se realizó siguiendo el diagrama propuesto en la figura 5.2.

Con las secciones obtenidas en la etapa de prediseño se realizó un análisis modal espectral considerando los espectros de diseño conforme al Apéndice A de las NTCS-04, mediante un programa de cálculo y diseño estructural.

#### 6.4.1 Estimación del periodo analítico de la estructura

Con base en el análisis modal espectral, en la tabla 6.16 se muestran los primeros periodos de vibración, así como los porcentajes de participación de las masas por modo y la sumatoria de las mismas. En la figura 6.8 se muestra la configuración de los tres primeros modos de la estructura. El primer y segundo modo corresponde a modos traslacionales mientras que el tercer modo corresponde a torsión.

Tabla 6.16 – Periodos fundamentales y participación de las masas del modelo de 6 niveles

Modo	Periodo (segundos)	Participación modal (%)			Sumatoria (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.8997	0	83.8206	0	0	83.8206	0
2	0.8845	84.2477	0	0	84.2477	83.8206	0
3	0.6135	0	0	78.9053	84.2477	83.8206	83.4676
4	0.3468	0	11.3789	0	84.2477	95.1995	83.4676
5	0.3345	11.0219	0	0	95.2697	95.1995	83.4676
6	0.2375	0	0	0	95.2697	95.1995	83.4676

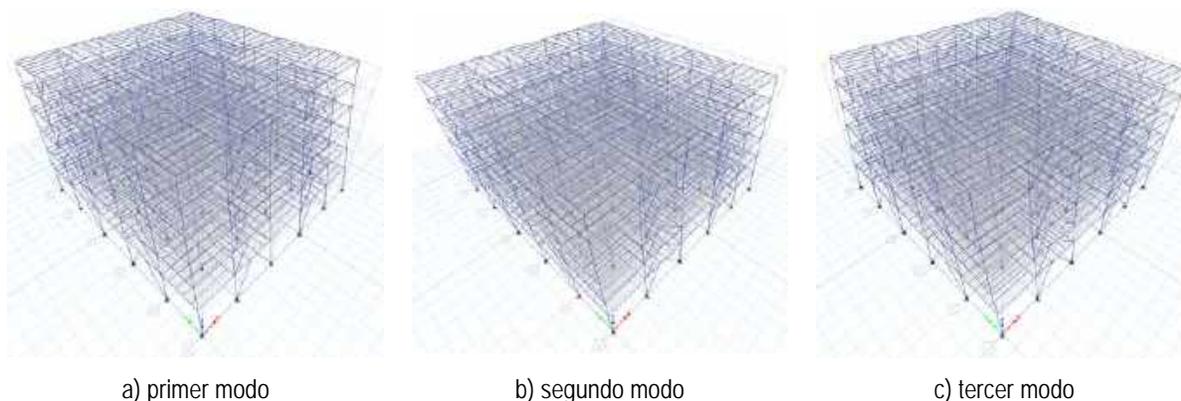


Figura 6.8 – Configuración de las formas modales del modelo de 6 niveles

Así, el periodo fundamental de la estructura de 6 niveles tiene una magnitud igual a  $T_e = 0.8997$  s.

Por otra parte, en la tabla 6.17 se muestran los primeros periodos de vibración del modelo de 9 niveles y en la figura 6.9 se muestra la configuración de los tres primeros modos de la estructura. Asimismo, en la tabla 6.17 se enuncian los porcentajes de participación de masas por modo así la suma de ellos. El primer y segundo modo corresponde a modos traslacionales, mientras que el tercer modo corresponde a torsión.

Tabla 6.17 – Periodos fundamentales y participación de las masas del modelo de 9 niveles

Modo	Periodo (segundos)	Participación modal (%)			Sumatoria (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.0643	0	79.3381	0	0	79.3381	0
2	1.0381	79.8507	0	0	79.8507	79.3381	0
3	0.7265	0	0	78.9053	79.8507	79.3381	78.9053
4	0.3791	0	14.8203	0	79.8507	94.1583	78.9053
5	0.3649	14.3199	0	0	94.1706	94.1583	78.9053
6	0.2582	0	0	0	94.1706	94.1583	78.9053

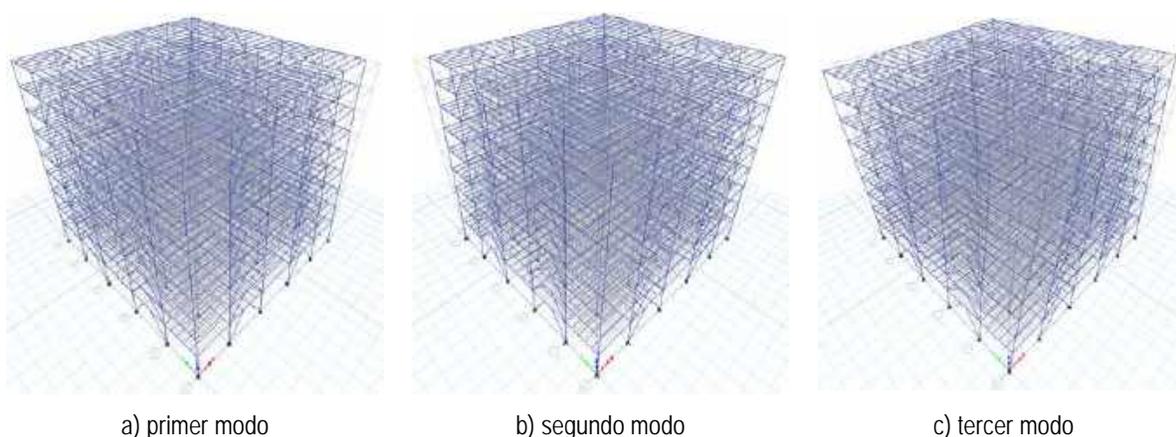


Figura 6.9 – Configuración de las formas modales del modelo de 9 niveles

Para el modelo de 9 niveles, el periodo fundamental de la estructura tiene una magnitud igual a  $T_e = 1.0643$  s.

Finalmente, los resultados enunciados en las tablas 6.16 y 6.17 en relación con la participación de las masas, concuerda en que los primeros modos se asocian a una participación de las masas entre el 80 y 85%.

#### 6.4.2 Distorsiones máximas de entrepiso

En la tabla 6.18 se muestran las distorsiones de entrepiso contra colapso del modelo de 6 niveles mientras que, las distorsiones en la tabla 6.19 corresponde al modelo de 9 niveles. Estas derivas de entrepiso fueron obtenidas para el espectro de diseño contra colapso, como se establece en el Apéndice A de las NTCS-04. Para el modelo de 6 niveles la magnitud de  $QR$  resulto ser igual a 8.2034 mientras que para el modelo de 9 niveles es igual a 8.0780.

En las figura 6.10 y 6.11 se muestran las distorsiones máximas generadas por la revisión contra colapso para cada modelo respectivamente, se hace notar que tanto las distorsiones máximas en ambas direcciones no exceden la distorsión permisible como se establece en la sección A.4 del Apéndice de las NTCS-04 ( $\delta_{perm} = 0.020$ ).

Tabla 6.18 – Distorsiones elásticas máximas del edificio de 6 niveles ( $QR= 8.2034$ )

Nivel	Distorsión	
	x	y
N6	0.0104	0.0111
N5	0.0124	0.0131
N4	0.0127	0.0131
N3	0.0117	0.0119
N2	0.0121	0.0123
N1	0.0137	0.0138

Tabla 6.19 – Distorsiones elásticas máximas del edificio de 9 niveles ( $QR= 8.0780$ )

Nivel	Distorsión	
	x	y
N9	0.0059	0.0063
N8	0.0087	0.0095
N7	0.0109	0.0118
N6	0.0110	0.0116
N5	0.0118	0.0124
N4	0.0116	0.0123
N3	0.0098	0.0100
N2	0.0096	0.0097
N1	0.0106	0.0109

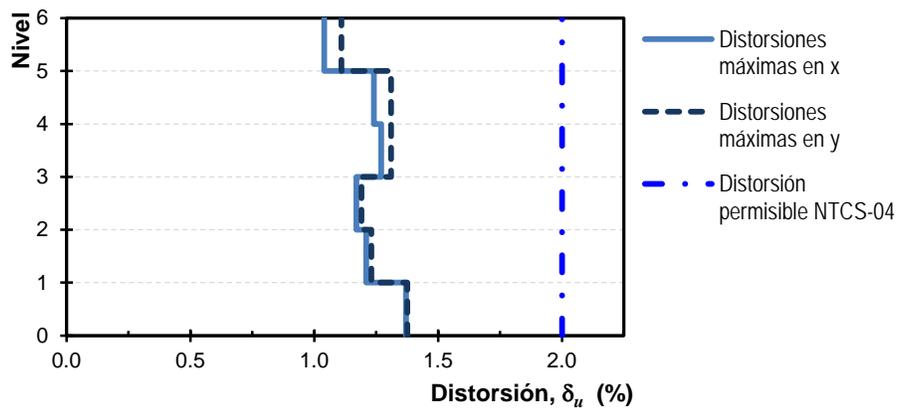


Figura 6.10 – Revisión de distorsiones contra colapso del edificio de 6 niveles

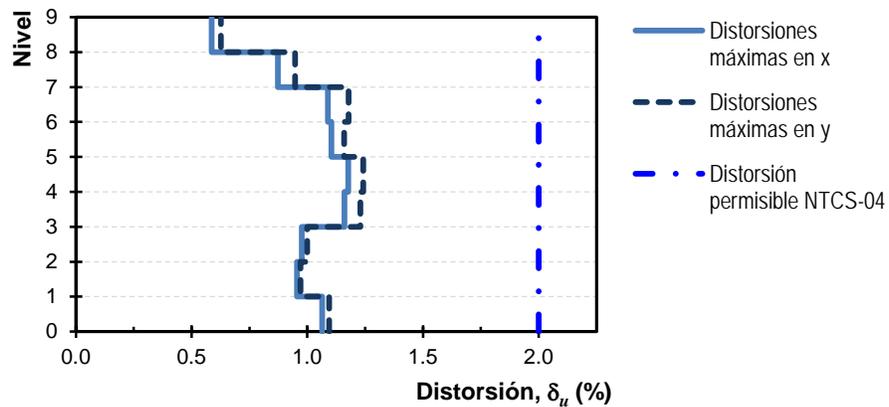


Figura 6.11 – Revisión de distorsiones contra colapso del edificio de 9 niveles

Para garantizar que ante un evento sísmico menor o moderado, la estructura no tendrá desplazamientos que puedan generar cierta preocupación o “pánico” a sus ocupantes, se solicita revisar los desplazamientos laterales, conforme a las NTCS-04. En las tablas 6.20 y 6.21 se muestran las magnitudes de estas distorsiones para los modelos estructurales de estudio.

Tabla 6.20 – Distorsiones elásticas máximas del modelo de 6 niveles ( $Q'R/7= 1.4331$ )

Nivel	Distorsión	
	x	y
N6	0.0015	0.0016
N5	0.0018	0.0019
N4	0.0018	0.0019
N3	0.0017	0.0018
N2	0.0018	0.0018
N1	0.0020	0.0021

Tabla 6.21 – Distorsiones elásticas máximas del modelo de 9 niveles ( $Q'R/7= 1.6136$ )

Nivel	Distorsión	
	x	y
N9	0.0011	0.0013
N8	0.0017	0.0019
N7	0.0021	0.0024
N6	0.0022	0.0023
N5	0.0023	0.0025
N4	0.0023	0.0025
N3	0.0019	0.0020
N2	0.0019	0.0019
N1	0.0021	0.0022

En las figuras 6.12 y 6.13 se muestran las distorsiones por servicio, donde se hace notar que tanto las distorsiones en ambas direcciones no exceden la distorsión permisible como se establece en la sección A.4 del Apéndice de las NTCS-04 ( $\delta_{perm}= 0.004$ ).

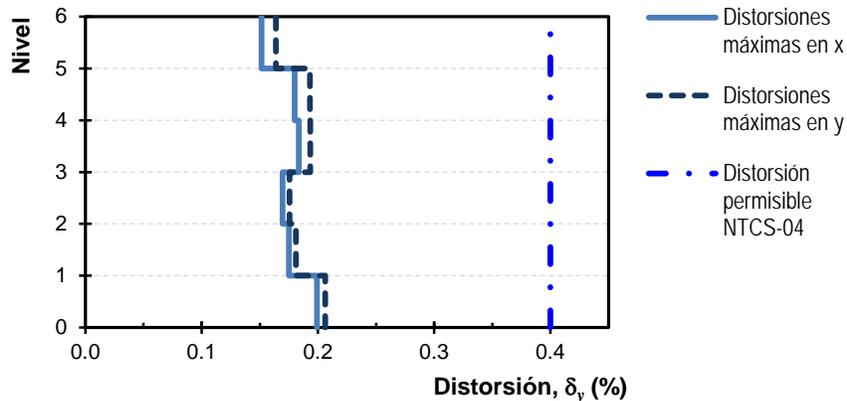


Figura 6.12 – Revisión de distorsiones para limitación de daños del modelo de 6 niveles

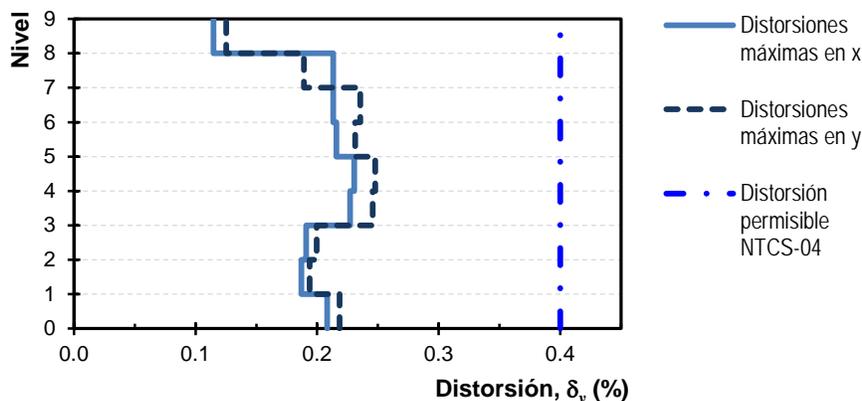


Figura 6.13 – Revisión de distorsiones para limitación de daños del modelo de 9 niveles

### 6.4.3 Secciones finales

Una vez realizado los análisis y diseños conforme a la propuesta de la figura 5.2 (incisos del *g* al *j*), en la tabla 6.22 se enlistan las secciones finales para el edificio de 6 niveles mientras que, en la tabla 6.23 se enuncian los perfiles para el edificio de 9 niveles. Con base a la tendencia de construcción y uso de los perfiles discutidos en el capítulo 3, se emplearon perfiles IR (W) para las vigas enlaces, vigas fuera del enlace y columnas cuyo tipo de acero es A572 Grado 50 mientras que, para los contravientos se utilizaron perfiles OR (HSS) con un tipo de acero A500 Grado B (IMCA, 2014).

En los primeros diseños se observó que los perfiles propuestos no cumplían conforme a lo estipulado en las NTCEM-04 por lo que fue necesario hacer las iteraciones necesarias hasta que cada perfil propuesto cumpliera con las condiciones de diseño por capacidad para marcos dúctiles estipulado en los apartados anteriores de esta investigación.

Tabla 6.22 – Secciones transversales del edificio de 6 niveles

Nivel	Marcos contraventeados excéntricamente				Marcos momento-resistente	
	Viga enlace IR (W)	Viga fuera del enlace IR (W)	Contravientos OR (HSS)	Columnas IR (W)	Vigas IR (W)	Columnas IR (W)
N6	356X56.7 (14X38)	356X56.7 (14X38)	203X203X9.5 (8X8X3/8)	610X217.8 (24X146)	457X68.4 (18X46)	610X195.0 (24X131)
N5	356X101.3 (14X68)	356X101.3 (14X68)	305X305X12.7 (12X12X1/2)	610X217.8 (24X146)	533X74.4 (21 X 50)	610X195.0 (24X131)
N4	406X132.7 (16X89)	406X132.7 (16X89)	305X305X15.9 (12X12X5/8)	610X217.8 (24X146)	533X74.4 (21 X 50)	610X195.0 (24X131)
N3	406X148.9 (16X100)	406X148.9 (16X100)	406X406X15.9 (16X16X5/8)	686X500.0 (27X336)	533X74.4 (21 X 50)	610X195.0 (24X131)
N2	406X148.9 (16X100)	406X148.9 (16X100)	406X406X15.9 (16X16X5/8)	686X500.0 (27X336)	610X82.0 (24X55)	610X195.0 (24X131)
N1	457X144.3 (18X97)	457X144.3 (18X97)	406X406X15.9 (16X16X5/8)	686X500.0 (27X336)	610X82.0 (24X55)	610X195.0 (24X131)

En la práctica de la construcción de estructuras de acero es muy común que el peso influya en la selección de la sección transversal del perfil, invariablemente que el perfil cumpla con todos los requisitos de diseño (compresión, tensión, flexión, cortante, flexocompresión, etc.).

En el caso de las columnas, es una práctica que la sección de estos elementos estructurales sean secciones tipo cajón, pues se evita la existencia de un eje débil, sin embargo, en relación con el peso del perfil, no es de gran ayuda elegir una sección tipo cajón y que cuyas dimensiones

(largo, ancho y espesor) igualen o superen el área del perfil requerido para resistir cargas a tensión. Asimismo, el módulo de sección plástico  $Z$  será menor si se compara con un módulo de sección plástico de una viga IR (W).

Tabla 6.23 – Secciones transversales del edificio de 9 niveles

Nivel	Marcos contraventeados excéntricamente				Marcos momento-resistente	
	Viga enlace IR (W)	Viga fuera del enlace IR (W)	Contravientos OR (HSS)	Columnas IR (W)	Vigas IR (W)	Columnas IR (W)
N9	356X56.6 (14X38)	356X56.6 (14X38)	254X254X12.7 (10X10X1/2)	610X241.2 (24X162)	457X81.9 (18X55)	533X165.3 (21X111)
N8	356X71.5 (14X48)	356X71.5 (14X48)	254X254X12.7 (10X10X1/2)	610X241.2 (24X162)	457X81.9 (18X55)	533X165.3 (21X111)
N7	356X71.5 (14X48)	356X71.5 (14X48)	254X254X12.7 (10X10X1/2)	610X241.2 (24X162)	457X81.9 (18X55)	533X165.3 (21X111)
N6	356X101.3 (14X68)	356X101.3 (14X68)	304X304X12.7 (12X12X1/2)	610X415.3 (24X279)	533X65.5 (21X50)	610X195.0 (24X131)
N5	356X101.3 (14X68)	356X101.3 (14X68)	304X304X12.7 (12X12X1/2)	610X415.3 (24X279)	533X65.5 (21X50)	610X195.0 (24X131)
N4	356X101.3 (14X68)	356X101.3 (14X68)	304X304X12.7 (12X12X1/2)	610X415.3 (24X279)	533X65.5 (21X50)	610X195.0 (24X131)
N3	406X114.7 (16X77)	406X114.7 (16X77)	355X355X15.9 (14X14X5/8)	762X531.4 (30X357)	610X81.9 (24X55)	610X308.2 (24X207)
N2	406X114.7 (16X77)	406X114.7 (16X77)	355X355X15.9 (14X14X5/8)	762X531.4 (30X357)	610X81.9 (24X55)	610X308.2 (24X207)
N1	406X114.7 (16X77)	406X114.7 (16X77)	355X355X15.9 (14X14X5/8)	762X531.4 (30X357)	610X81.9 (24X55)	610X308.2 (24X207)

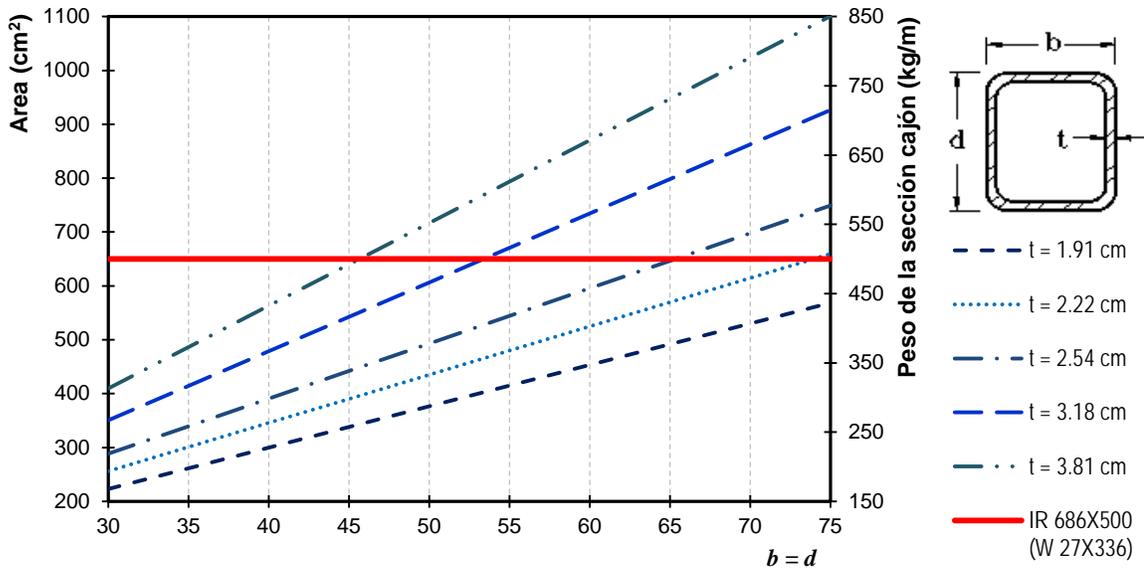


Figura 6.14 – Relación área – peso de un perfil de sección tipo cajón

La figura 6.14 se muestra que para el caso del perfil seleccionado IR 686X500 (W 27X336) para la columna del marco contraventeados excéntricamente de 6 niveles, el peso lineal de este perfil estructural es de 500 kg/m y un área igual a  $A= 638 \text{ cm}^2$ . Así, elegir una sección tipo cajón cuadrada con un área transversal equivalente, se debería usar un perfil con los lados de la sección cuadrada igual a  $b=d= 55 \text{ cm}$  y un espesor  $t= 3.18 \text{ cm}$ . Con esta dimensiones, el área

de la sección cuadrada es  $A= 658 \text{ cm}^2$  y un peso lineal de  $516 \text{ kg/m}$ . Por lo tanto, la elección de un perfil tipo cajón respecto a un perfil IR ( $A_{cajón} \geq A_{IR}$ ) no beneficia de mucho en cuanto al peso. Aunado a esto, la magnitud del módulo de sección plástica de la viga IR es igual a  $Z_{IR}=18,517.38 \text{ cm}^3$  que es mayor a la magnitud del módulo de la sección cajón igual a  $Z_{cajón}=12,807.27 \text{ cm}^3$ ; por lo tanto, la resistencia a flexocompresión de una sección tipo cajón es menor que una sección tipo IR.

#### 6.4.4 Ángulo de rotación plástica

Conforme a la ecuación 5.11, el ángulo de rotación plástica  $\gamma_p$  es el cociente de la longitud de la crujía  $L_{crujía}$  entre la longitud de la viga enlace  $e$  por el ángulo de distorsión plástica. Para las vigas enlace de ambos edificios (6 y 9 niveles), todas las vigas enlace corresponden a vigas enlace cortas, por lo tanto, no deberán exceder la magnitud de  $0.08 \text{ rad}$  conforme al AISC 341-10. En la tabla 6.24 se muestran las magnitudes de los ángulos de rotación plásticos máximos por entrepiso para ambas direcciones del modelo de 6 niveles y en la tabla 6.25 corresponde al modelo de 9 niveles.

Tabla 6.24 – Ángulos de rotación máximos del edificio de 6 niveles

Nivel	Ángulo de rotación máximo (rad)	
	<i>x</i>	<i>y</i>
N6	0.0728	0.0777
N5	0.0723	0.0764
N4	0.0741	0.0764
N3	0.0683	0.0694
N2	0.0706	0.0718
N1	0.0799	0.0800

Así, en las figuras 6.15 y 6.16 se muestran los ángulos de rotación máximos en ambos sentidos como se establece en el AISC 341-10 para los modelos de estudio, donde se incluyen las magnitudes permisibles de rotación por cortante y por flexión. Para el modelo de 6 niveles, así como para el modelo de 9 niveles, todas las vigas enlace son clasificadas como enlaces cortos; es decir, fluirán por cortante ( $\gamma_p= 0.080 \text{ rad}$ ).

Tabla 6.25 – Ángulos de rotación máximos del edificio de 9 niveles

Nivel	Ángulo de rotación máximo (rad)	
	<i>x</i>	<i>y</i>
N9	0.0410	0.0439
N8	0.0509	0.0553
N7	0.0635	0.0688
N6	0.0644	0.0676
N5	0.0687	0.0724
N4	0.0677	0.0717
N3	0.0569	0.0583
N2	0.0557	0.0566
N1	0.0621	0.0638

El diseño estructural de marcos contraventados excéntricamente depende altamente de la respuesta de la viga enlace, que es gobernada por el ángulo de rotación plástica  $\delta_p$ . Por esto, en los modelos de este estudio la rotación plástica de las vigas rige el diseño sobre la distorsión de entrepiso  $\delta$ . Con base en lo anterior, en las figuras 6.15 y

6.16 se muestra que los perfiles de los ángulos de rotación plástico obtenidos en los análisis satisfacen al límite el requisito igual a  $\gamma_p = 0.08$  rad (AISC 341-10); mientras que los perfiles de distorsiones últimos en las figuras 6.10 y 6.11 satisfacen el requisito sobradamente; es decir, están por debajo conforme al límite permisible establecido en las NTCS-04 cuya magnitud es  $\delta_u = 2.0\%$ .

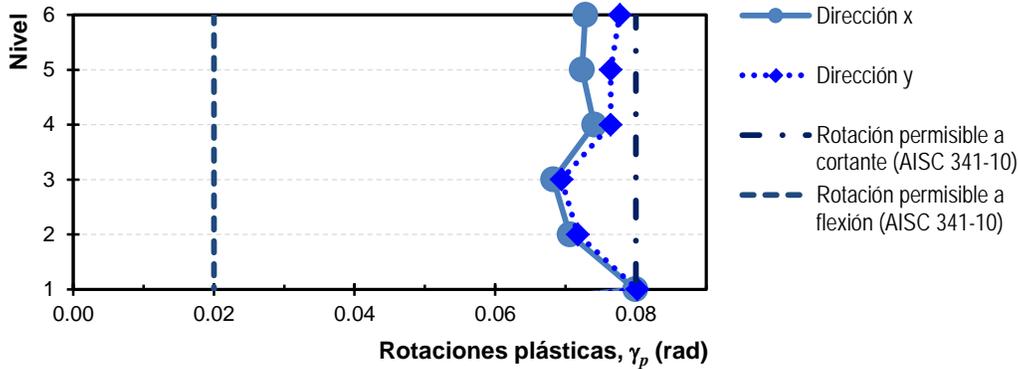


Figura 6.15 – Revisión de los ángulos máximos de rotación plástico, edificio 6 niveles

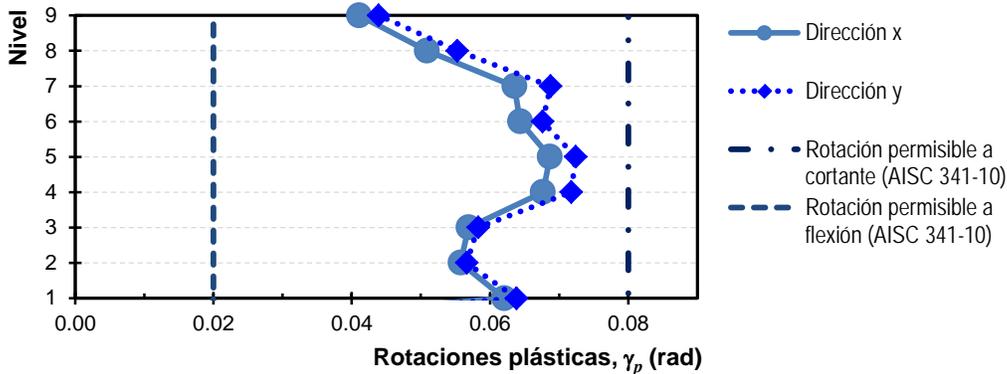


Figura 6.16 – Revisión de los ángulos máximos de rotación plástico, edificio 9 niveles

### 6.4.5 Revisión de las consideraciones generales para marcos dúctiles

#### 6.4.5.1 Límite de la relación ancho - espesor

Conforme a la sección I del AISC 341-10 F3.5, cada elemento estructural deberá cumplir los requisitos para ser clasificado como: elemento moderadamente o altamente dúctil. Así, con base en la tabla 6.26 se verifica que cada sección transversal cumpla con estos requisitos para el edificio de 6 niveles y en la tabla 6.27 se muestra la revisión para el modelo de 9 niveles. En ambas tablas (6.26 y 6.27) se hace notar la limitación de la relación ancho – espesor de acuerdo con la sección D1.1.

Tabla 6.26 – Revisión de las relaciones ancho – espesor del edificio de 6 niveles

Nivel	Elemento estructural	Patín	Alma
N6-N1	Viga enlace	Altamente dúctil	Altamente dúctil
N6-N1	Viga fuera del enlace	Altamente dúctil	Altamente dúctil
N6-N1	Contravientos	Moderadamente dúctil	Altamente dúctil
N6-N1	Columnas	Altamente dúctil	Altamente dúctil

De acuerdo con las tablas 6.26 y 6.27, las relaciones para el patín y el alma de la viga fuera del enlace son altamente dúctiles, solamente deberá cumplirse que sean moderadamente dúctiles cuando la sección transversal de la viga fuera del enlace sea diferente a la viga enlace.

Tabla 6.27 – Revisión de las relaciones ancho – espesor del edificio de 9 niveles

Nivel	Elemento estructural	Patín	Alma
N9-N1	Viga enlace	Altamente dúctil	Altamente dúctil
N9-N1	Viga fuera del enlace	Altamente dúctil	Altamente dúctil
N9-N1	Contravientos	Moderadamente dúctil	Altamente dúctil
N9-N1	Columnas	Altamente dúctil	Altamente dúctil

### 6.4.5.2 Cálculo del factor de longitud efectiva

Para determinar el factor de longitud efectiva  $K$  conforme a las NTCEM-04, deberán de considerarse las características cinemáticas de la estructura. Así, el índice de estabilidad  $I$  permite estimar si deberán considerar los efectos de esbeltez ocasionados por las deformaciones del elemento estructural en sus extremos. Cuando la magnitud de  $I$  es mayor de 0.08 deberán considerarse los efectos de esbeltez, además de considerar los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales con los desplazamientos laterales (NTCEM-04).

En caso de que  $I$  sea mayor de 0.30, deberá de aumentar la rigidez de la estructura o parte de ella para disminuir los desplazamientos  $\Delta_{OH}$ .

Conforme a las NTCEM-04, permite determinar que el factor de longitud efectiva  $K$  para pandeo del marco sea igual a 1.0. En la tabla 6.28 se muestra el desarrollo para el cálculo del índice de estabilidad  $I$  para cada entrepiso y en cada dirección de análisis del edificio que contempla 6 niveles y la tabla 6.29 corresponde al edificio que contempla 9 niveles. Es importante mencionar que, en las NTCEM-04 así como en la ecuación 5.6, los desplazamientos  $\Delta_{OH}$  son multiplicados por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , sin embargo acorde con la filosofía del Apéndice A de las NTCS-04, los desplazamientos deberán ser multiplicados por  $QR$  para obtener los desplazamientos elásticos.

Conforme a la tabla 6.28, el índice de estabilidad  $I$  para los entrepisos del 1 al 3 resultó ser mayor de 0.08, por lo que deberán considerarse los efectos de esbeltez y segundo orden, mientras que, para los entrepisos del 4 al 6, no se requieren considerar estos efectos. Sin embargo, para el modelo de 6 niveles, para todos los entrepisos se consideraron los efectos de esbeltez y de segundo orden para el diseño. Además de un factor de longitud efectiva  $K=1.0$ .

Tabla 6.28 – Cálculo del índice de estabilidad  $I$  del edificio de 6 niveles

Nivel	$\Delta_{OHX}$ (cm)	$\Delta_{OHY}$ (cm)	$QR$	$\Sigma P_u$ (ton)	$\Sigma H$ (ton)	$L$ (cm)	$I_x$	$I_y$
6	0.428	0.456	8.218	503	106	350	0.048	0.051
5	0.514	0.604	8.218	1,191	227	350	0.063	0.074
4	0.529	0.490	8.218	1,880	325	350	0.072	0.067
3	0.492	0.503	8.218	2,568	399	350	0.074	0.076
2	0.509	0.521	8.218	3,256	450	350	0.086	0.088
1	0.670	0.714	8.218	3,944	478	420	0.108	0.115

Ahora bien, en la tabla 6.29 se hace notar que el índice  $I$  resulta ser mayor de 0.08 para los entrepisos 5, 4 y 2; por lo tanto para estos entrepisos deberá considerar los efectos de esbeltez y segundo orden. Pero, para el modelo de 9 niveles también se consideraran los efectos de

esbeltez y segundo orden para todo el modelo, es decir, para todos los entrepisos se considera un factor de longitud efectiva  $K= 1.0$ .

Tabla 6.29 – Cálculo del índice de estabilidad  $I$  del edificio de 9 niveles

Nivel	$\Delta_{OHX}$ (cm)	$\Delta_{OHY}$ (cm)	$QR$	$\Sigma P_u$ (ton)	$\Sigma H$ (ton)	$L$ (cm)	$I_x$	$I_y$
9	0.247	0.266	8.097	503	98.624	350	0.029	0.031
8	0.368	0.399	8.097	1,191	218.874	350	0.046	0.050
7	0.461	0.500	8.097	1,880	324.460	350	0.062	0.067
6	0.470	0.494	8.097	2,568	415.381	350	0.067	0.071
5	0.503	0.531	8.097	3,256	491.637	350	0.077	0.081
4	0.499	0.530	8.097	3,944	553.228	350	0.082	0.087
3	0.420	0.431	8.097	4,633	600.155	350	0.075	0.077
2	0.413	0.420	8.097	5,321	632.417	350	0.080	0.082
1	0.670	0.569	8.097	6,009	650.015	420	0.119	0.101

#### 6.4.5.3 Relaciones de esbeltez

Dado que se considera que el edificio en estudio será una estructura dúctil, la relación de esbeltez  $KL/r$  de las columnas no deberá de exceder de 60 (sección 6.1.3.1, NTCEM-04). En la tabla 6.30 y en la tabla 6.31 se muestran las magnitudes de la relación de esbeltez para cada perfil estructural de las columnas para cada modelo respectivamente, donde para cada modelo no se excedió de este límite.

Tabla 6.30 – Relaciones de esbeltez para el modelo de 6 niveles

Nivel	Columnas IR	$KL/r$
N6-N4	610X217.8	45.779
N3-N2	686X500.0	39.941
N1	686X500.0	47.929
N6-N2	610X195.0	46.898
N1	610X195.0	55.675

Tabla 6.31 – Relaciones de esbeltez para el modelo de 9 niveles

Nivel	Columnas IR	$KL/r$
N9-N7	610X241.2	45.179
N6-N4	610X415.3	43.469
N3-N2	762X531.4	37.856
N1	762X531.4	45.427
N9-N7	533X165.3	47.516
N6-N4	610X195.0	46.396
N3-N2	610X308.2	44.739
N1	610X308.2	53.686

#### 6.4.5.4 Capacidad por flexión en los nodos (columnas y vigas)

Por tratarse de una estructura dúctil deberá cumplir cuando menos la ecuación 6.2, es decir que el factor  $\alpha$  sea mayor de 1.0. En la tablas 6.32 y 6.33 se hace notar el resultado de la relación de la suma de momentos plásticos de las columnas  $\Sigma M_{pc}^*$  y la suma de momentos plásticos de las vigas  $\Sigma M_{pv}^*$  conforme a la filosofía de las NTCEM-04.

El factor  $\alpha$  resulto ser mayor de 1.0 para ambos modelos de estudio, además de que corresponde a nodos donde concurren dos vigas y dos o una columna según sea al caso, es decir un nodo

interno de la estructura. Los resultados concuerdan con lo propuesto por Tapia y Tena (2013), de que esta magnitud debe ser considera mayor de 1.20.

Tabla 6.32 – Capacidad por flexión en los nodos para el modelo de 6 niveles

Nivel	Módulo de sección $Z \text{ cm}^3$		Momentos plásticos		Factor $\alpha$
	Columna	Viga	$\Sigma M_{pc}^*$	$\Sigma M_{pv}^*$	
N6	6,063	1,486	213.122	148.528	1.435
N5	6,063	1,803	426.244	175.920	2.423
N4	6,063	1,803	426.244	175.920	2.423
N3	6,063	1,803	426.244	175.920	2.423
N2	6,063	2,196	426.244	209.983	2.030
N1	6,063	2,196	426.244	209.983	2.030

Tabla 6.33 – Capacidad por flexión en los nodos para el modelo de 9 niveles

Nivel	Módulo de sección $Z \text{ cm}^3$		Momentos plásticos		Factor $\alpha$
	Columna	Viga	$\Sigma M_{pc}^*$	$\Sigma M_{pv}^*$	
N9	4,572	1,835	160.705	142.922	1.124
N8	4,572	1,835	321.411	154.915	2.075
N7	4,572	1,835	321.411	154.915	2.075
N6	6,063	1,803	426.244	179.469	2.375
N5	6,063	1,803	426.244	179.469	2.375
N4	6,063	1,803	426.244	179.469	2.375
N3	9,931	2,196	698.118	221.337	3.154
N2	9,931	2,196	698.118	221.337	3.154
N1	9,931	2,196	698.118	221.337	3.154

Finalmente, de las magnitudes del factor  $\alpha$  de los modelos de estudio, la media muestral es  $\mu= 2.467$  y la desviación estándar es  $\sigma= 0.4219$  con un coeficiente de variación del 17%, lo que representa que la probabilidad de que la magnitud de  $\alpha$  adquiera magnitudes mucho menores y mucho mayores que la media muestral. Con base en los anterior, se propone que la magnitud del factor  $\alpha$  sea igual a una media menos tres desviaciones estándar para cubrir el mayor número de incertidumbres, dando como resultado una magnitud de  $\alpha= 1.201$ . Conforme se estipula en las NTCEM-04 no se consideraron los niveles de los últimos niveles de cada edificio de estudio.

#### 6.4.6 Revisión de las relaciones de esfuerzos

Durante la etapa elástica de diseño, los elementos estructurales deben tener la capacidad de resistir las sollicitaciones que sean demandas; es decir, que la resistencia requerida sea menor o igual a la resistencia disponible. En otras palabras, la relación entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo resistente deberá ser menor de 1.0 para garantizar que los elementos estructurales serán capaces de soportar las demandas requeridas. Así, en la figura 6.17 se muestran las relaciones de esfuerzos para las vigas enlace, vigas fuera del enlace, contravientos, vigas y columnas del edificio de estudio de 6 niveles.

En la figura 6.17 se muestra la dependencia en el diseño de la viga fuera del enlace, contravientos y columnas. Conforme a la metodología propuesta en la figura 5.2 la resistencia nominal de la viga enlace así como la sobrerresistencia por endurecimiento por deformación y sobrerresistencia del material influyen en el diseño del resto de los elementos estructurales, es decir, tienen un incremento en sus demandas nominales. Así, es de esperarse que los primeros

elementos en presentar un comportamiento inelástico sean las vigas enlace, mientras que el resto de los elementos por este incremento de resistencia tengan un comportamiento elástico.

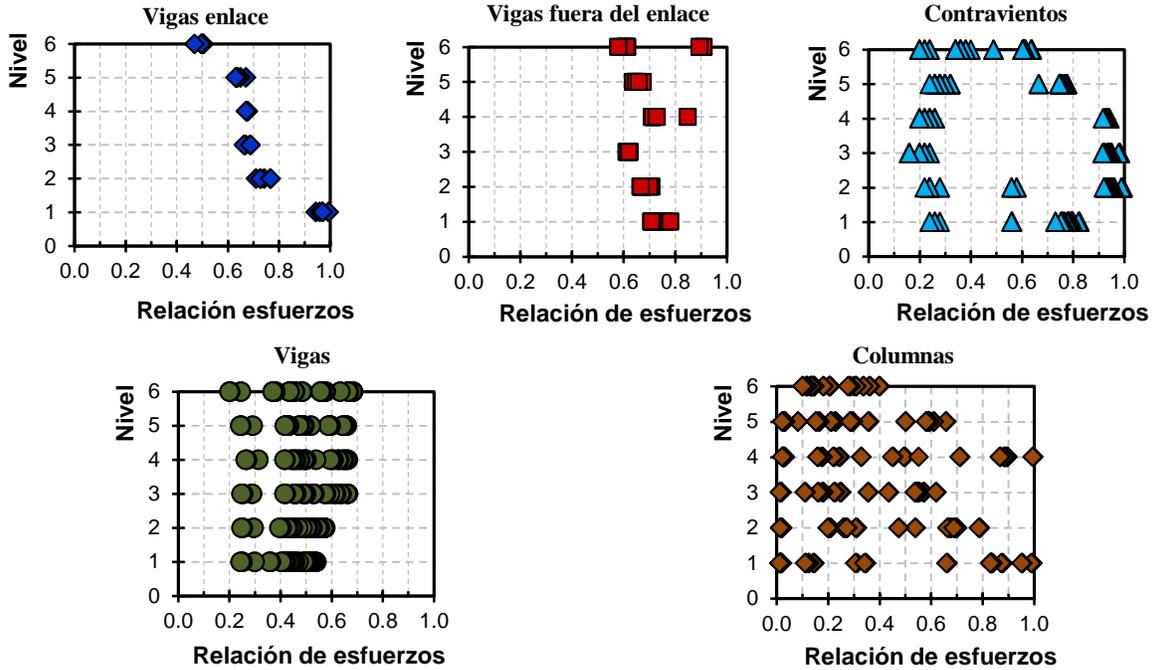


Figura 6.17 – Relaciones de esfuerzos en los elementos estructurales del modelo de 6 niveles

Por otra parte, en la figura 6.18 se muestran las relaciones de esfuerzos de los elementos estructurales del edificio de 9 niveles. De modo similar al edificio de 6 niveles, el único elemento que está diseñado conforme a su resistencia nominal es la viga enlace, mientras que las vigas fuera del enlace y columnas fueron diseñadas conforme al inciso *h* y *j* mientras que los contravientos fueron diseñados conforme al inciso *i* de la metodología propuesta (figura 5.2). Es de esperarse que las vigas enlace sean los elementos que comiencen a tener un comportamiento inelástico mientras que el resto de los elementos tengan un comportamiento elástico.

Así, es importante hacer mención que para el diseño de los elementos estructurales se tomaron en cuenta los requisitos generales de diseño por estabilidad, tanto para la estructura en general como para cada uno de los elementos estructurales (Perea, 2014):

- Deformaciones en los miembros por flexión, cortante y carga axial y otras deformaciones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura
- Efectos de segundo orden (P- $\Delta$  y P- $\delta$ )
- Imperfecciones geométricas
- Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad
- Incertidumbres en rigideces y resistencias.

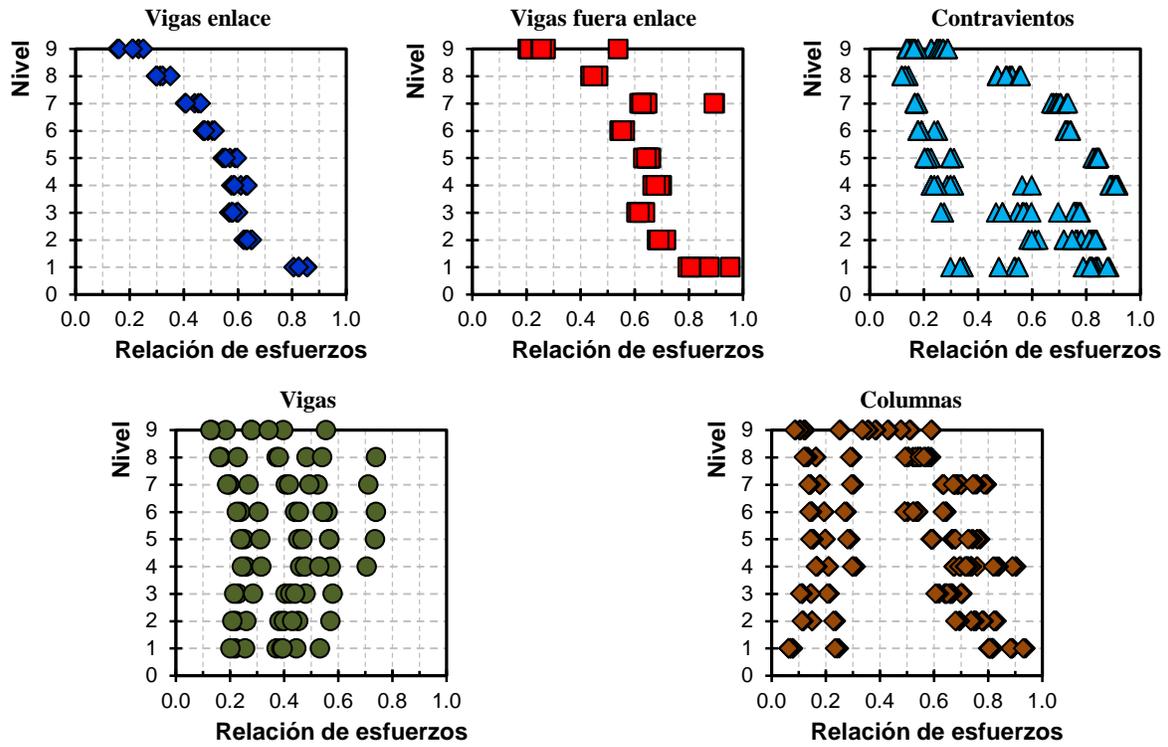


Figura 6.18 – Relaciones de esfuerzos en los elementos estructurales del modelo de 9 niveles

# **ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS INELÁSTICOS**

CAPÍTULO 7

## 7 ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS INELÁSTICOS

### 7.1 Antecedentes

El análisis estático inelástico es una técnica que permite estudiar la capacidad de un sistema estructural con base en su resistencia – deformación bajo un patrón de cargas laterales. Este patrón se incrementará de manera monótonica hasta que se alcance la máxima capacidad de la estructura (ATC-63). Dicho procedimiento permite identificar no sólo la historia de deformaciones y cortantes en la estructura (curva de capacidad), sino también la secuencia de fluencia y falla de los elementos estructurales e inclusive parámetros como la rigidez inicial y la rigidez del modelo post-fluencia (Tapia y Tena, 2013a).

El patrón de cargas para obtener la curva de capacidad del sistema estructural puede ser constante, triangular invertido, parabólico, etc., e influye en la determinación de la curva de capacidad (Gascón, 2011). Así, conforme al FEMA-356 (2000), para un análisis estático inelástico es común usar un patrón de cargas triangular invertido, que corresponde aproximadamente a la respuesta del primer modo fundamental de la estructura. De hecho, investigaciones recientes (Gutiérrez y Tapia 2014) han demostrado que edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero son mayormente excitadas por patrones de carga relacionados con el modo fundamental.

De este modo, las NTCS-04 y el MOC-08 definen una distribución de fuerzas sísmicas que dependen del cortante basal y de la distribución de masas concentradas en la estructura, cuyo patrón de cargas corresponde a un triangular invertido. Así, en esta investigación, se emplea un patrón de cargas triangular invertido, cuyas magnitudes de las fuerzas laterales son calculadas conforme a las NTCS-04, discutido en el capítulo 2 de esta investigación.

### 7.2 Características de los modelos para los análisis inelásticos

En el capítulo 6 se desarrollaron los análisis elásticos de dos edificios estructurados con marcos de acero contraventeados excéntricamente (6 y 9 niveles). Estos modelos tienen un respuesta estructural simétrica en ambos sentidos, en la tabla 7.1 se muestran los tres primeros periodos que corresponde a los tres primeros modos de vibrar.

Tabla 7.1 – Periodos fundamentales de los marcos de estudio

Edificio	Periodo analítico $T_e$ (s)		
	Primer modo traslación	Segundo modo traslación	Tercer modo rotación
6 niveles	0.8997	0.8845	0.6135
9 niveles	1.0643	1.0381	0.7265

Así, en ambos modelos la diferencia entre el primer y segundo modo de traslación (menos del 3%) es debida a la orientación de las columnas en los marcos extremos en dirección X. Con base en lo anterior y con la revisión de regularidad de la estructura para ambos modelos (capítulo 6), para fines de estudio, se analizará la dirección X de ambas estructuras, debido a que en ella se presenta un mayor porcentaje de participación de las masas en los primeros tres modos (tablas 6.16 y 6.17). En la figura 7.1 se muestra la configuración de los marcos en ambas direcciones para los edificios de estudio.

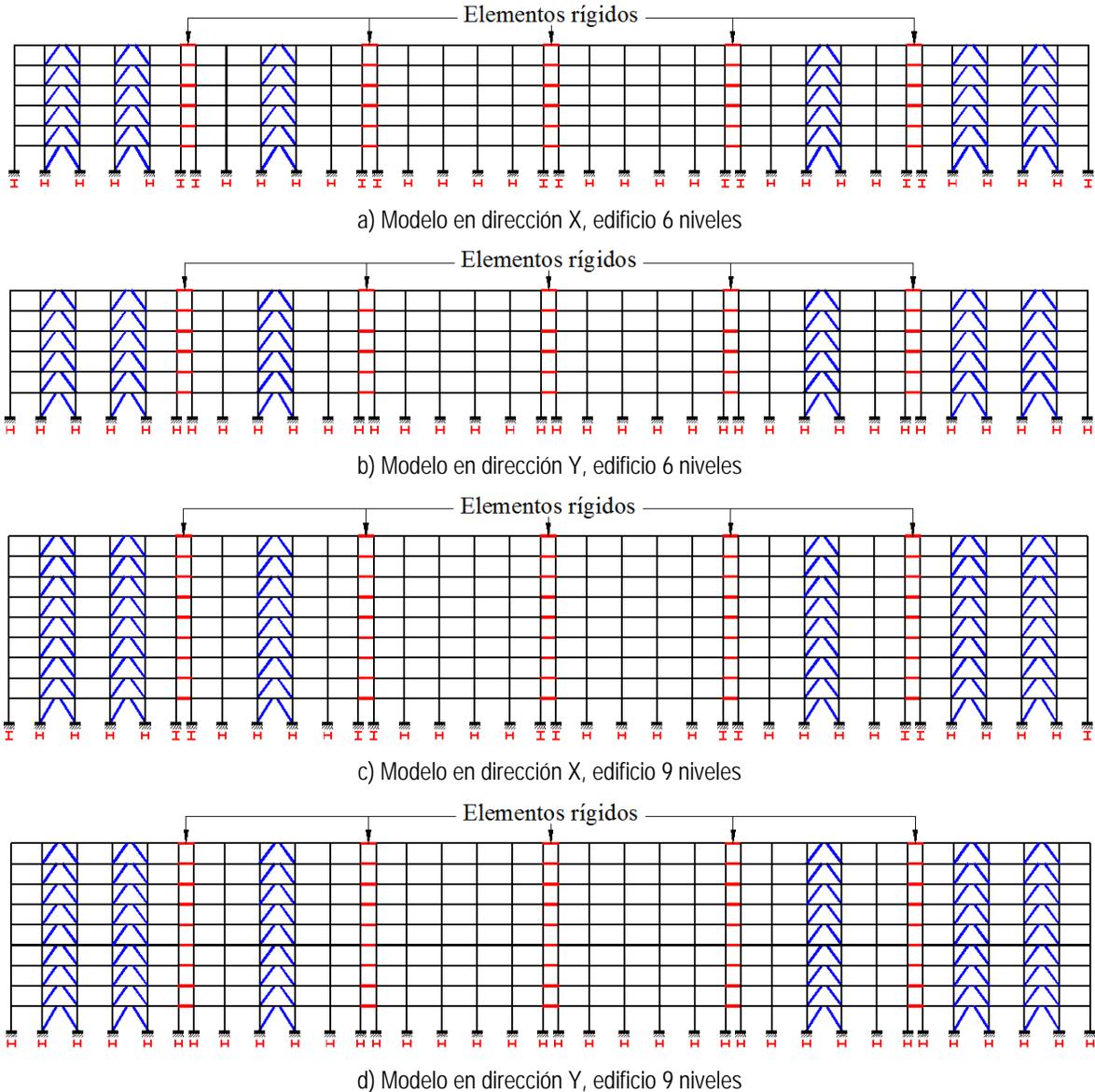


Figura 7.1 – Configuración de los modelos discretizados para *OpenSees*

Para evaluar la contribución total de fuerzas laterales entre los marcos en una dirección, los marcos en el modelo se conectan entre sí mediante elementos infinitamente rígidos, incluyendo los efectos de diafragmas rígidos en cada nivel.

En cuanto a los parámetros y consideraciones del modelado en *OpenSees* de los modelos en estudio, se consideraron las suposiciones del diseño que se discutieron en el capítulo 4. Es decir, el tipo de elemento estructural de los modelos (vigas enlace, vigas fuera del enlace, contravientos, columnas y conexiones), modelo histérico del acero, número de fibras por elementos, imperfecciones iniciales y subdivisión de los contravientos, efectos de segundo orden y el modelo considerado para la viga enlace.

Por otra parte, en los modelos se consideró una imperfección inicial de  $h/500$  como desplome. El nodo de la azotea tiene un desplazamiento  $\Delta_0$  inicial igual a la altura del entrepiso entre 500, cuya imperfección representa la tolerancia al desplome en los códigos de prácticas

generales (IMCA, 2014; AISC 360-10). En la figura 7.2 se muestra esta consideración de desplome en los modelos de 6 y 9 niveles cuyas magnitudes de desplome en azotea son iguales a  $\Delta_{0-6N} = 4.34$  cm y  $\Delta_{0-9N} = 6.44$  cm.

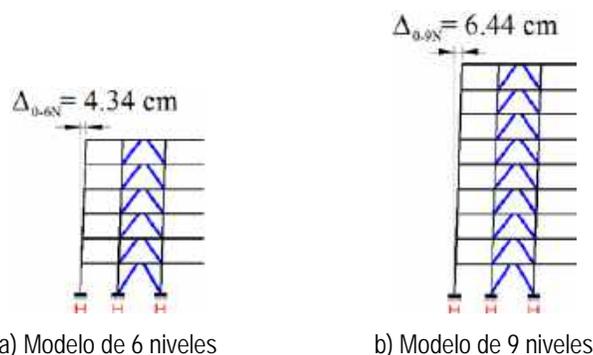


Figura 7.2 – Imperfección en los modelos por efecto del desplome vertical

En los análisis inelásticos se consideró un amortiguamiento viscoso equivalente conforme a la definición de los espectros de diseño sísmico de las NTCS-04 y del MOC-08 cuya magnitud es igual a  $\zeta = 0.05$ .

Así, en la figura 7.3 se muestran algunos de los elementos considerados en los modelos de 6 y 9 niveles.

### 7.2.1 Esfuerzos de fluencia reales del acero estructural.

La sobrerresistencia que aporta el material a cualquier sistema estructural depende del esfuerzo de fluencia que fue considerando en el análisis; es decir, si se calcula las resistencias con el esfuerzo de fluencia teórico, entonces se calculará una capacidad del sistema teórico. Sin embargo, los certificados de calidad de los acero reportan que los esfuerzos de fluencia de los perfiles estructurales suele ser mayor al esfuerzos teóricos, lo que coincide con otras investigaciones (Tapia y Tena, 2011; García y Tapia, 2014). Por ello, en esta investigación se emplearon las magnitudes medias del esfuerzo de fluencia del estudio estadístico (que se discute ampliamente en el capítulo 2 de este trabajo), donde la magnitud media del esfuerzo de fluencia para perfiles IR (W) de acero A572 Grado 50 y perfiles OR (HSS) de acero A500 Grado B es igual a  $f_{y\mu} = 4,223$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f_{y\mu} = 3,955$  kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

### 7.2.2 Ángulo de rotación inelástico de daño de la viga enlace

En investigaciones experimentales recientes como Dubina *et al.* (2008), Okazaki *et al.* (2009), Mansour (2010), Ji *et al.* (2014), entre otras, reportan que las vigas enlace desarrollan ángulos de rotación inelásticos donde se presenta algún modo de falla que induce un daño importante en la viga enlace (fractura en el alma, fractura en el patín, etc.) y se considera que el elemento ya no es capaz de recuperar su rigidez desarrollando deformaciones permanentes.

En la figura 7.4 se muestra una recopilación de los ángulos de rotación inelásticos de daño  $\gamma_d$  reportados en investigaciones experimentales. Estos ángulos corresponden a pruebas ante cargas cíclicas reversibles de diferentes tipos de secciones y de longitudes de viga enlace cuya relación  $e/(M_p/V_p)$  define que la viga enlace sea clasificada como corta, por lo tanto, dominará la fluencia por cortante.

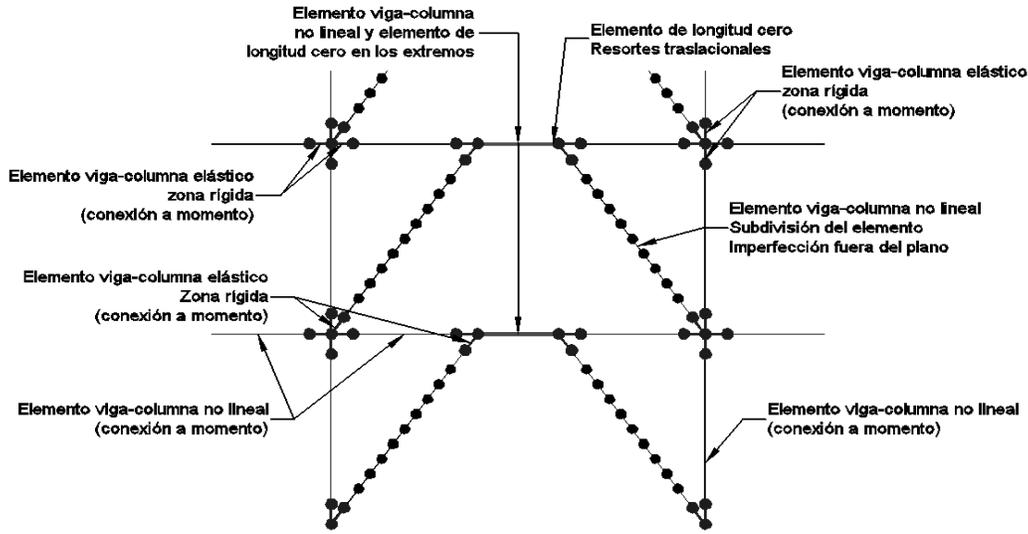


Figura 7.3 – Modelo en *OpenSees* de los marcos de 6 y 9 niveles

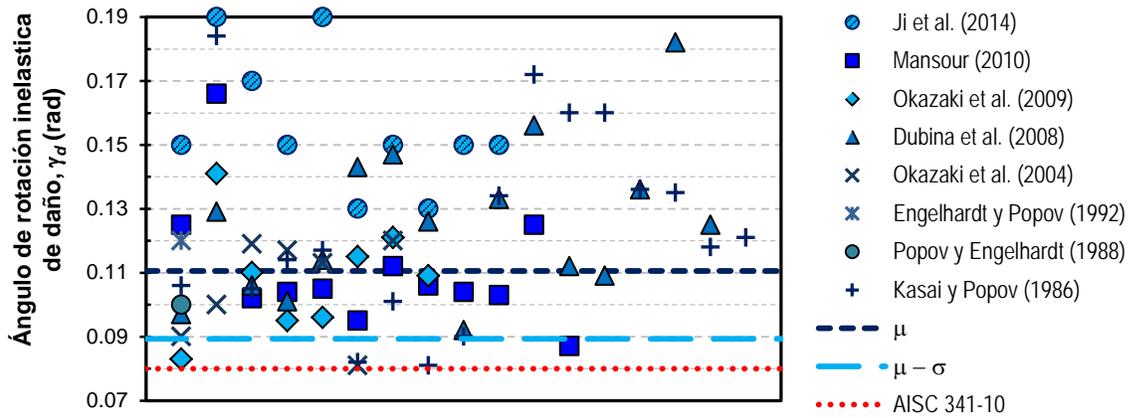


Figura 7.4 – Ángulo de rotación inelástica de daño reportado en pruebas experimentales

Como se muestra en la figura 7.4, las vigas enlace ensayadas logran desarrollar ángulos de rotación inelásticos mayores que exceden la magnitud del AISC 341-10 igual a  $\gamma = 0.08$  rad. Asimismo, en la figura se muestra la media muestral del estudio  $\mu$  cuya magnitud es igual a  $\gamma_{\mu} = 0.1106$  rad y la media muestral menos una desviación estándar  $\mu - \sigma$  con una magnitud igual a  $0.0893 \text{ rad} \approx 0.09$  rad. La magnitud de la  $\mu$  y  $\mu - \sigma$  son mayores en un 38.25% y 11.63% a la magnitud permisible establecida en el AISC 341-10.

Por otra parte, en la figura 7.5 se muestra la magnitud del ángulo de rotación inelástico de daño que corresponde a secciones IR (W) y a longitudes de vigas enlace de pruebas experimentales muy semejantes con los perfiles y a las longitudes de la viga enlace de los modelos de 6 y 9 niveles de esta investigación. La media muestral del estudio  $\mu$  cuya magnitud es igual a  $\gamma_{\mu} = 0.1537$  rad y la media muestral menos una desviación estándar  $\mu - \sigma$  con una magnitud igual a  $\gamma_{\mu - \sigma} = 0.127$  rad. Esta magnitud del ángulo de rotación inelástico de daño, permitirá tener un parámetro para detener los análisis inelásticos ante cargas monótonas crecientes cuando en alguna viga enlace de cualquier nivel se desarrolló dicha magnitud.

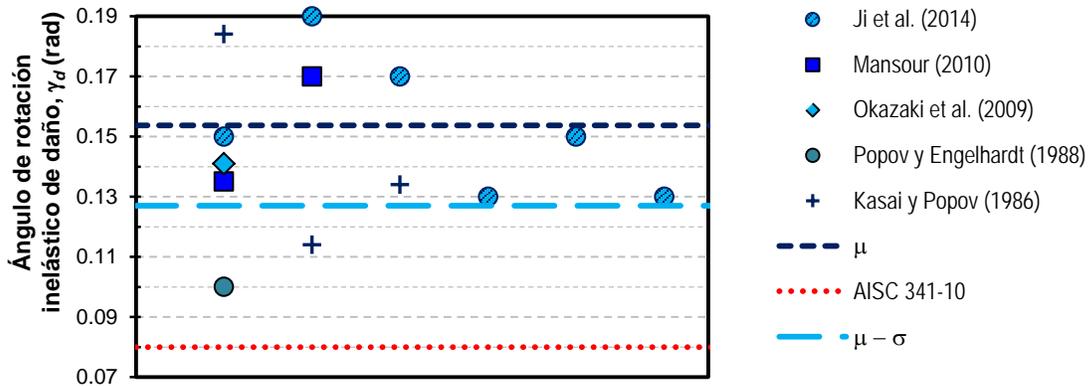


Figura 7.5 – Ángulo de rotación inelástico de vigas enlace de pruebas experimentales similares a los modelos de este estudio

Así, un gran número de variables que están relacionadas con problemas de seguridad estructural tienen ciertas peculiaridades que no pueden ser representadas por una distribución normal, por lo que debe de estudiarse que distribución representa de mejor manera el problema (Meli, 2001). Sobre esa base, las magnitudes de  $\mu$  y de  $\mu - \sigma$  del estudio de la viga enlace en pruebas experimentales de las figuras 7.4 y 7.5 corresponde de una distribución de Gumbel, para modelar una distribución fuertemente asimétrica y que se aleja de la distribución normal. Dicha distribución describe la variabilidad del máximo entre un grupo de valores.

En la figura 7.6 se muestran los histogramas del ángulo de rotación inelásticos de las pruebas experimentales recientes y las distribuciones de Gumbel para: a) recopilación de las vigas enlace y b) recopilación de vigas enlace similares a las de este estudio; ambas corresponde a pruebas experimentales recientes (figura 7.4 y 7.5).

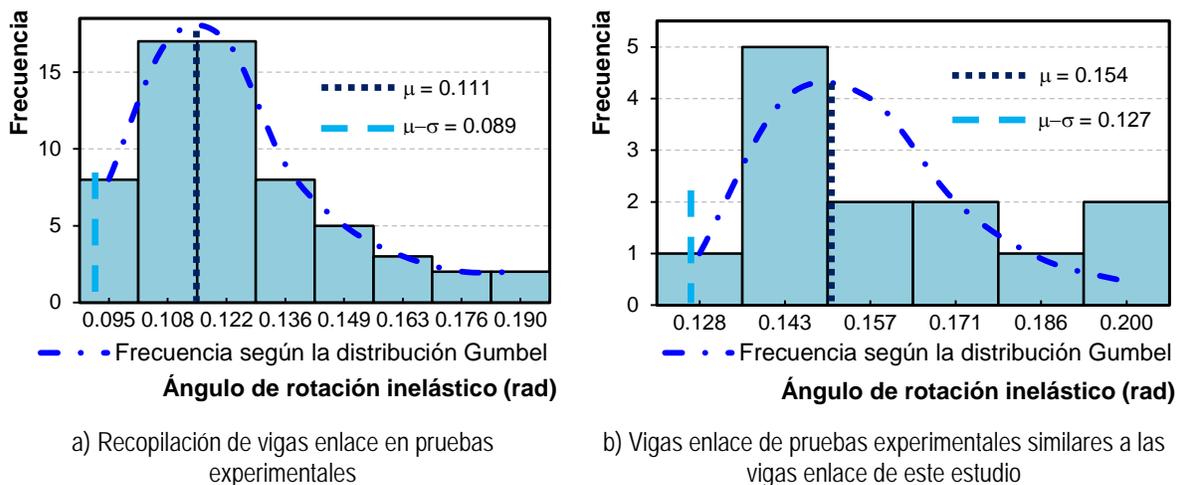


Figura 7.6 – Histogramas de los ángulos de rotación inelásticos de daño

Para considerar la incertidumbre, en problemas de seguridad estructural, generalmente interesa conocer las magnitudes que se encuentran alejados de la media en las colas superior o inferior de la distribución de probabilidades. Desde este punto de vista, en las figuras 7.6a y 7.6b se muestra una media menos una desviación estándar ( $\mu - \sigma$ ), cuyas magnitudes permiten establecer que el ángulo de rotación plástico normativo del AISC 341-10 es conservador. Así, en

esta investigación se considerará como la máxima magnitud del ángulo de rotación inelástico la magnitud  $\gamma_{\mu-\sigma}$ , donde se detendrán los análisis estáticos inelásticos ante cargas monótonas crecientes.

### 7.3 Análisis estáticos inelásticos

#### 7.3.1 Metodología de los análisis estáticos inelásticos

Los modelos estructurales que se diseñaron en el capítulo 6, se sometieron a análisis estáticos inelásticos ante cargas monotónicas crecientes en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.*, 2006). Validando los resultados de acuerdo a lo discutido en el capítulo 4 de esta investigación.

##### 7.3.1.1 Curvas cortante – distorsión

El estudio del comportamiento de los modelos se realizó por medio de curvas normalizadas cortante – distorsión, tanto a nivel global como por entrepiso. Esto pretende estudiar la distribución de la respuesta inelástica por entrepiso, ya que no puede ser identificado mediante una curva global.

Así, en la figura 7.7 se muestran las curvas globales de los modelos estudiados mientras que en la figura 7.8 y 7.9 se muestran las curvas por entrepiso. En ambas figuras el cortante  $V$  esta normalizado con el peso total de la estructura  $W_T$ .

En la figura 7.7, la distorsión se calculó como la deformación lateral del entrepiso de azotea entre la altura total de la estructura; mientras que, para las figuras 7.8 y 7.9, la distorsión se calculó como la deformación lateral entre pisos adyacentes divididos entre la altura del entrepiso. Asimismo, en la figura 7.7 se muestra la pendiente de la rigidez elástica del edificio y la pendiente de la rigidez donde se estableció que la respuesta del modelo era lo suficientemente inelástica para reportar la distorsión de fluencia. En la figura 7.7 se definió que cuando la pendiente tangencial tenga un cambio de pendiente de más del 5%, el sistema desarrolla un comportamiento inelástico importante. El cambio de pendiente del 5% está asociado al modelado con fibras en *OpenSees* propuesto en otras investigaciones (Tapia y Tena 2013).

Por otra parte, se estableció que los análisis se detendrían en el paso donde alguna viga enlace en cualquier nivel desarrolle un ángulo de rotación inelástico cuya magnitud fuera igual a  $\gamma_p = 0.127$  rad, aunque numéricamente el modelo sea capaz de desarrollar más pasos. De este modo, se considera que el marco llega a su capacidad última desarrollando daños importantes en la viga enlace. Con este criterio, se desarrollaron las figuras 7.7 a la 7.9 y fueron calculadas las magnitudes enunciadas en las tablas 7.2 y 7.3.

Tabla 7.2 – Características de las curvas cortante – distorsión de los modelos estudio

Modelo	Edificio 6 niveles	Edificio 9 niveles
Distorsión de fluencia, $\delta_y$ (%)	0.277	0.288
Distorsión última, $\delta_u$ (%)	1.659	1.506
Cortante de fluencia, $V_y/W_T$	0.452	0.450
Cortante último, $V_u/W_T$	0.799	0.786
Ductilidad, $\mu = \delta_u/\delta_y$	5.992	5.224
Sobrerresistencia, $\Omega = (V_u/W_T)/(V_y/W_T)$	1.766	1.748

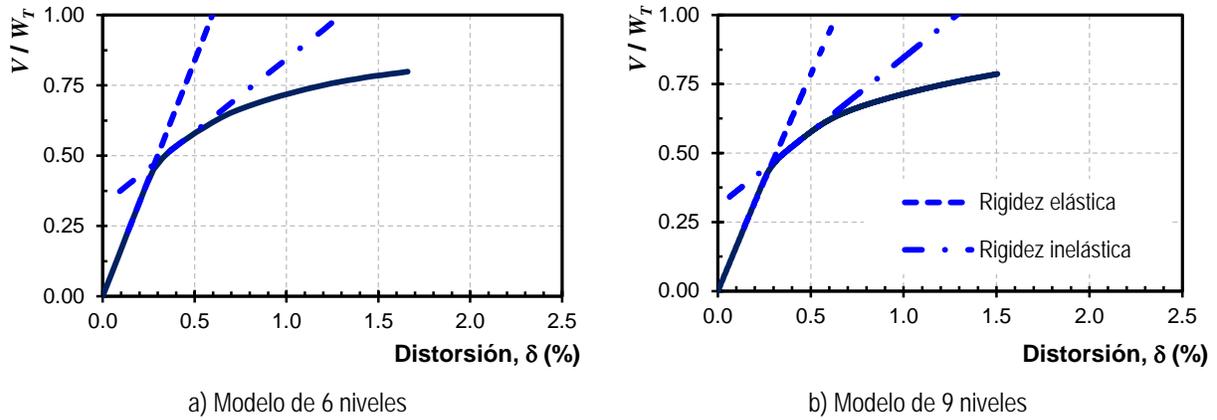


Figura 7.7 – Curvas globales cortante – distorsión de los modelos de estudio

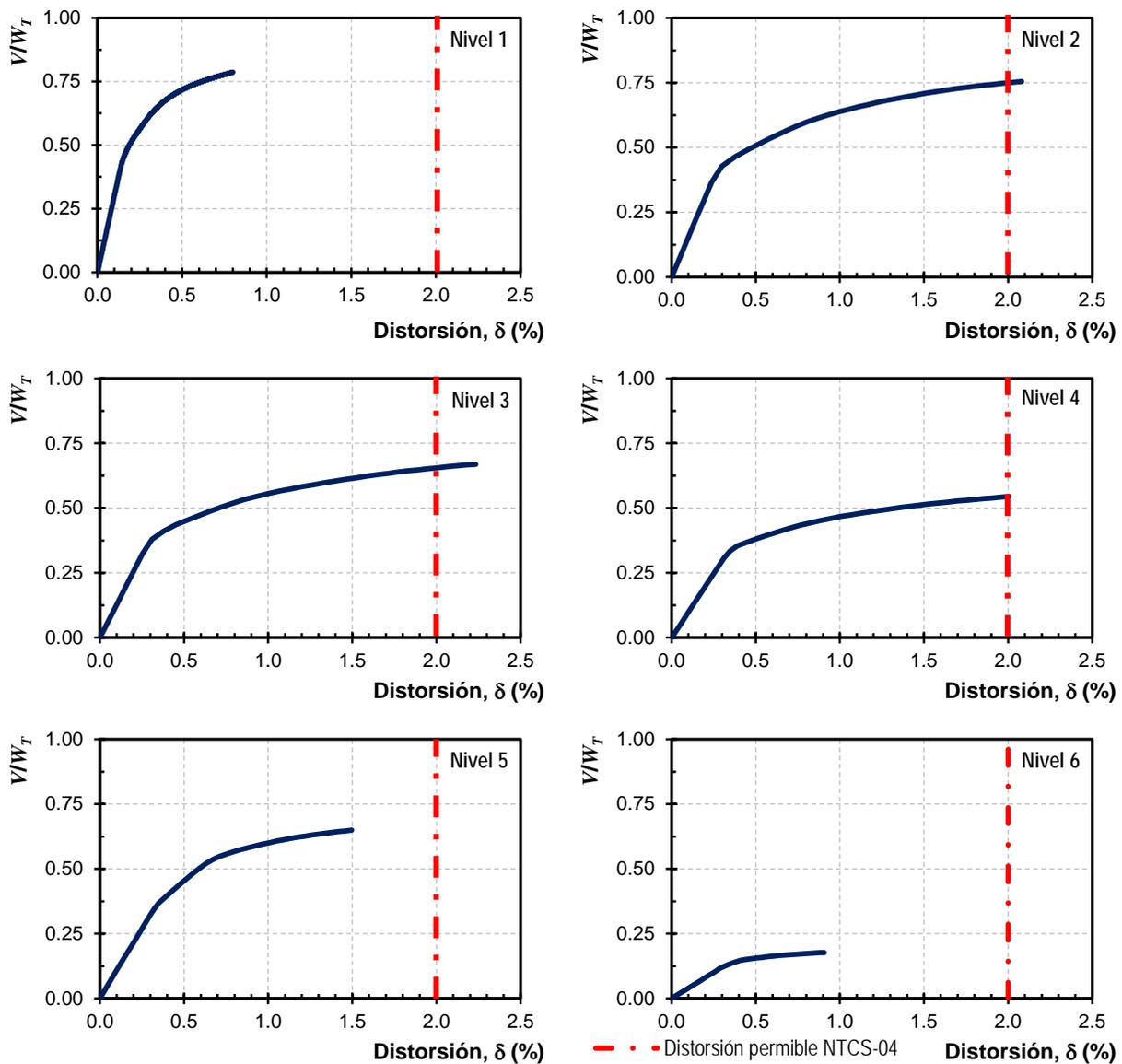


Figura 7.8 – Curvas por entrepiso cortante – distorsión del edificio de 6 niveles

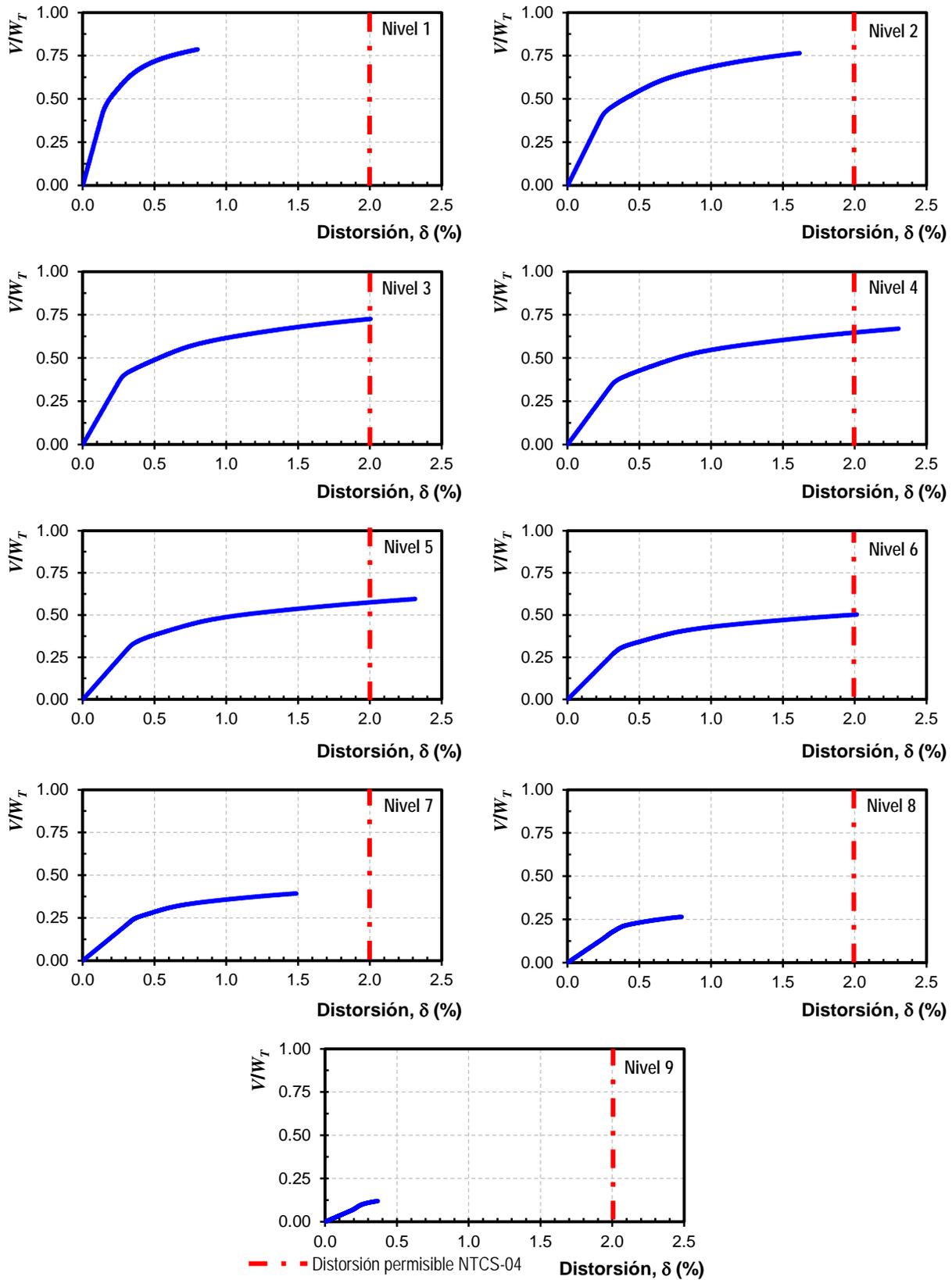


Figura 7.9 – Curvas por entrepiso cortante – distorsión del edificio de 9 niveles

Conforme al capítulo 6 de esta investigación, para marcos contraventeados excentricamente, el ángulo de rotación plástico  $\gamma$  rige el diseño de los elementos sobre la distorsión de entrepiso  $\delta$ .

En la tabla 7.2 se presentan las características obtenidas de las curvas de capacidad globales (figura 7.7) de los edificios analizados; es decir las magnitudes de distorsión y cortante de fluencia y capacidades últimas para determinar las magnitudes de ductilidad  $\mu$  y sobrerresistencia  $\Omega$  que el sistema pudo desarrollar. De acuerdo con la tabla 7.2, el modelo de 6 niveles desarrolló una magnitud de ductilidad  $\mu= 5.992$  y una sobrerresistencia igual a  $\Omega= 1.766$  mientras que, el modelo de 9 niveles desarrolló una ductilidad igual a  $\mu= 5.224$  y una sobrerresistencia igual a  $\Omega= 1.748$ .

Las magnitudes obtenidas de ductilidad que desarrollaron los edificios concuerdan con investigaciones recientes (Tapia y Tena, 2013a; Gascón, 2011) donde la ductilidad es dependiente de la altura de los modelos; es decir, la ductilidad que desarrollan los modelos se reduce conforme aumenta la altura de la estructura.

### 7.3.1.1 Perfil de distorsiones

Conforme al Apéndice A de las NTCS-04 se deberá revisar las distorsiones contra servicio y contra colapso, establecidas en  $\delta_{servicio}= 0.40\%$  y  $\delta_{colapso}= 2.0\%$  respectivamente. En la tabla 7.3 se muestran las distorsiones de fluencia  $\delta_y$  y de colapso  $\delta_u$  para los modelos de 6 y 9 niveles para cada entrepiso; mientras que en las figuras 7.10 y 7.11 se muestran los perfiles de distorsiones de fluencia y de colapso de los modelos estudiados.

En la tabla 7.3 se enuncian los promedios de las distorsiones de fluencia y de colapso para los dos modelos de estudio, estos promedios no consideran el entrepiso del primer nivel por las condiciones de frontera ni los entrepisos donde no se desarrolló una distorsión asociada con la revisión de servicio, puesto que el entrepiso del modelo no desarrolla fluencia en sus elementos. Así, puede considerarse que en todos los casos se satisfacen los límites propuestos por las NTCS-04 para edificios de mediana altura.

Tabla 7.3 – Distorsiones de fluencia y ultima por niveles (%)

Entrepiso	Edificio 6 niveles		Edificio 9 niveles	
	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_y$	$\delta_u$
N1	0.215	1.305	0.201	0.796
N2	0.298	2.079	0.314	1.613
N3	0.352	2.234	0.366	2.003
N4	0.393	2.004	0.405	2.295
N5	0.384	1.495	0.415	2.306
N6	0.332	0.907	0.422	2.013
N7	-	-	0.413	1.477
N8	-	-	0.374	0.778
N9	-	-	-	0.354
<b>Promedio</b>	<b>0.352</b>	<b>1.744</b>	<b>0.387</b>	<b>1.784</b>

Asimismo, en las figuras 7.10 y 7.11 se muestra las distorsiones globales de cada modelo de estudio (tabla 7.2), en ambas figuras, se hace notar que las distorsiones globales no logran estimar claramente el nivel de daño para elementos no estructurales ni los de seguridad contra

colapso, ya que las distorsiones globales quedan por debajo de las distorsiones permisibles por las NTCS-04.

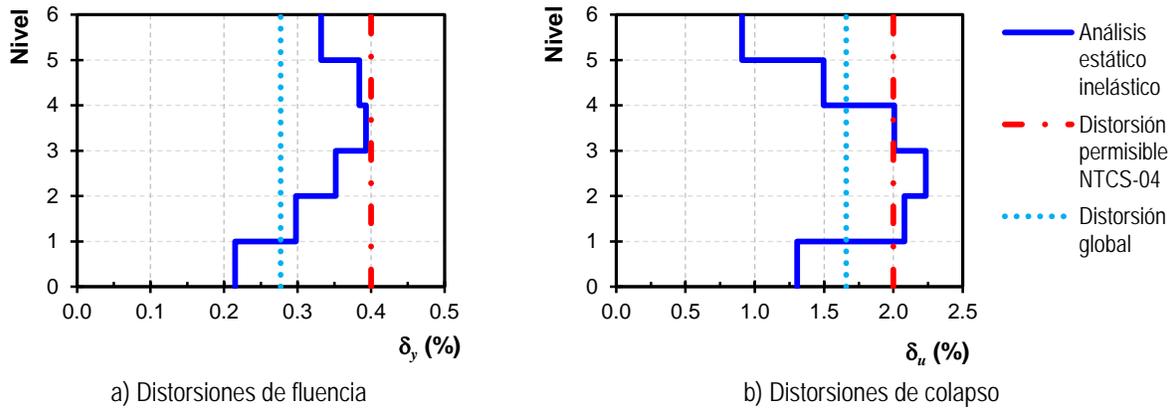


Figura 7.10 – Perfiles de distorsiones del edificio de 6 niveles

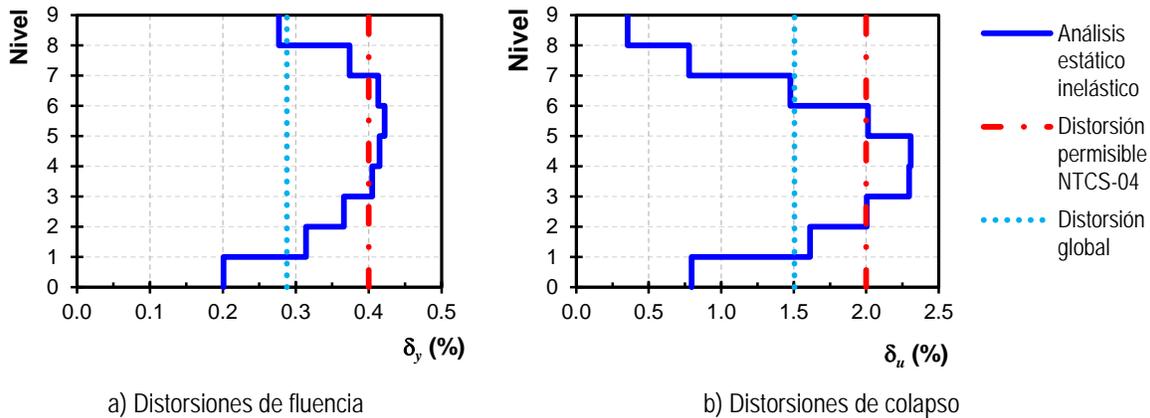


Figura 7.11 – Perfiles de distorsiones del edificio de 9 niveles

Sin embargo, las distorsiones por entrepiso, muestran en donde se desarrolla el mayor nivel de daños. Para el caso del edificio de 6 niveles, los daños se concentran en los entrepisos 2 y 3; mientras que en el edificio de 9 niveles, en los entrepisos 4 y 5 se desarrollan la mayor cantidad de daños. Así, con base en los resultados enunciados en la tabla 7.3 y con las figuras 7.10 y 7.11, se considera que los modelos desarrollaron una buena capacidad contra daño no estructural, debido a que solo el modelo de 9 niveles excede en un 5% con respecto a la distorsión permisible de las NTCS-04 (2004) en el nivel 6 que es donde se concentra el mayor daño no estructural; mientras que, en el modelo de 6 niveles, no reporta ninguna distorsión superior al 0.4%.

### 7.3.1.2 Perfil de ángulos de rotación

Conforme al AISC 341-10 y al CSA-06, el ángulo de rotación plástico está limitado a una magnitud igual a  $\gamma_p = 0.08$  rad para la revisión, cuando la viga enlace fluiría por cortante, mientras que si la viga enlace fluiría por flexión, la magnitud es igual a  $\gamma_p = 0.02$  rad. Cuando se considera que la viga enlace fluiría por un combinación por cortante y flexión, la magnitud del ángulo de rotación plástico deberá interpolarse.

Así, investigaciones experimentas y analíticas han considerado vigas enlace cortas donde el comportamiento de la viga enlace será dominado por cortante, debido a que la predicción de la fluencia por cortante es más confiable que la fluencia por tensión. En relación con lo anterior, investigaciones experimentales como Okazaki *et al.* (2004), Dubina *et al.* (2008), Mansour (2010) y Ji *et al.* (2014), han reportado magnitudes de ángulos de rotación inelástico de daño de  $\gamma_d= 0.081$  rad hasta  $\gamma_d= 0.19$  rad (figura 7.4). Por otra parte, investigaciones analíticas como Koboevic y Olivia (2010) y Rozon *et al.* (2008) reportan magnitudes de ángulos de rotación superiores al límite establecido por el CSA-06.

Así, en la figura 7.12 se muestran los ángulos de rotación plástico de los modelos de 6 y 9 niveles de este estudio. Con base en los resultados de los modelos estructurales, el ángulo de rotación plástico conforme a la normativa vigente (AISC 341-10 y CSA-06) es superado por los entrepisos que reportan una mayor incursión de la respuesta inelástica. En otras palabras, la estructura tiene mayor capacidad de deformación debido a que las vigas enlace logran desarrollar ángulos de rotación inelásticos mayores a lo establecido en el AISC 341-10 y en el CSA-06.

Adicionalmente, en la figura 7.12 se muestra el límite establecido en esta investigación conforme a la magnitud de daño en investigaciones experimentales cuyas vigas enlace son semejantes a las vigas de este estudio, definido por  $\mu - \sigma$  (figura 7.5) cuya magnitud resulto ser igual a  $\gamma_{\mu-\sigma}= 0.127$ . Por lo tanto, la magnitud  $\gamma_p= 0.08$  rad es conservadora.

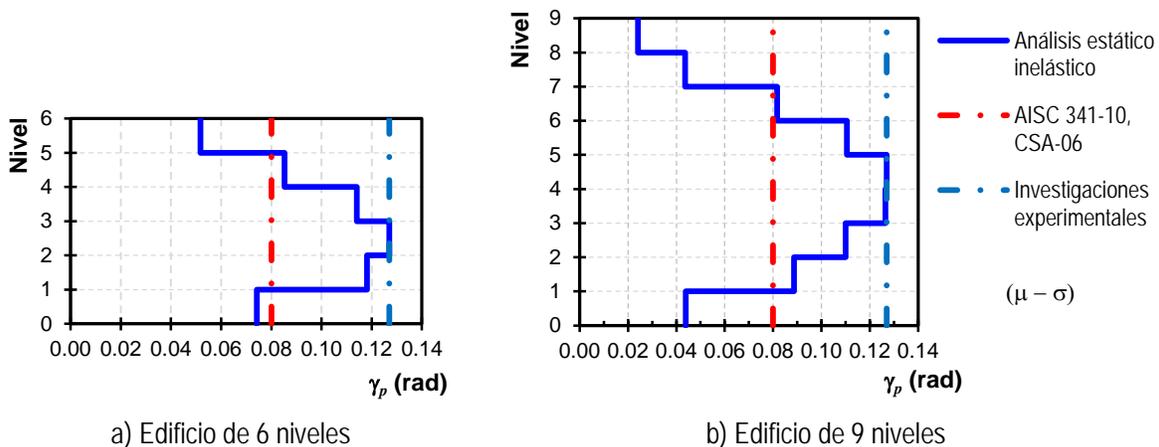


Figura 7.12 – Perfiles de los ángulos de rotación plástico

#### 7.4 Selección de registros para los análisis dinámicos inelásticos

Los análisis dinámicos inelásticos permiten estudiar el comportamiento de una estructura ante una excitación sísmica, generalmente mediante la caracterización del movimiento del terreno a través de un acelerograma, que es una serie de secuencias de aceleraciones en el terreno. Este registro sísmico se aplica en la base de la estructura, dando evidencia del movimiento oscilatorio de la estructura.

La respuesta estructural dependerá de la intensidad del registro sísmico, así como del comportamiento de cada uno de los elementos estructurales que la conforman.

Así, los análisis dinámicos inelásticos se desarrollaron en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.*, 2006), que permiten realizar análisis dinámicos mediante rutinas predefinidas,

empleadas y calibradas mediante un gran número de investigaciones analíticas y experimentales recientes.

#### 7.4.1 Selección de los registros acelerométricos reales

Para este estudio fueron seleccionados acelerogramas correspondientes a la zona del lago de la Ciudad de México y algunos acelerogramas correspondientes a la zona de transición que corresponden al mismo peligro sísmico. La información de los acelerogramas corresponde a la Base Mexicana de Sismos Fuertes (2000). En la figura 7.13 se muestra la ubicación de las estaciones acelerométricas dentro de la zonificación geotécnica de las NTCCM-04. Por otra parte, en la figura 7.13 se observa que 6 estaciones se ubican a la zona de suelos blandos, 3 en zona de transición y una estación en los límites entre transición y suelos blandos. De las estaciones que se ubican en la zona *III* denominada suelos blandos y conforme a la subzonificación de las NTCS-04 para fines de diseño sísmico, tres se sitúan en la zona *IIIa*, dos en la zona *IIIb* y una en la zona *IIIc*.

Una vez identificadas y seleccionadas las estaciones acelerométricas, en cada estación, se obtuvieron los espectros de respuesta para los acelerogramas de la base de datos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (2000) cuya aceleración espectral máxima se factorizó para que fuera equiparable con lo estipulado en el espectro de diseño de la zona considerada. Además, se prefirieron registros donde el periodo de la ordenada espectral máxima estuviera muy cerca del periodo fundamental de los modelos a analizar (6 y 9 niveles). Así, en la tabla 7.4 se muestra la información correspondiente de 10 registros sísmicos seleccionados correspondiente a las estaciones de la figura 7.13.

Para cada acelerograma seleccionado, se comparó el espectro de respuesta con el espectro de diseño elástico ( $Q=1$ ) con el propósito de que correspondieran al mismo peligro sísmico. En la figura 7.14 se muestra que la ordenada espectral máxima de cada espectro de respuesta está ubicada en la meseta del espectro de diseño y que a su vez el periodo de dicha ordenada espectral es muy similar a los periodos de vibración de los modelos estudiados ( $T_e=0.8845$  y  $T_e=1.0381$  s). Así, en la figura 7.14 se muestra el espectro de diseño conforme al Apéndice A de las NTCS-04 para un periodo del suelo  $T_s=1.50$  s que corresponde a la zona *IIIa*. En la figura 7.14 se muestran que los acelerogramas seleccionados se ajustan razonablemente bien al peligro sísmico considerado en espectro de diseño elástico.

Tabla 7.4 – Estaciones acelerométricas y acelerograma seleccionado

Núm.	Nombre	Long.	Lat.	Zona	Tipo Suelo	Acelerograma
1	Alberca olímpica	99.154	19.358	<i>II</i>	Transición	AO249509
2	Jardines de Coyoacán	99.127	19.313	<i>IIIa</i>	Arcilloso, Zona lago	JC549906
3	Cibeles	99.165	19.419	<i>IIIb</i>	Blando, arcillas	CI058904
4	Mariano Escobedo	99.182	19.438	<i>II</i>	Transición	ME529509
5	Granjas	99.18	19.475	<i>II</i>	Estratificado (arcillas, limos, arenas)	GR278904
6	Ángel Urraza	99.168	19.383	<i>II</i>	Transición	AU468904
7	Córdoba	99.159	19.422	<i>IIIb</i>	Alto riesgo sísmico	CO568904
8	Plutarco Elías Calles	99.132	19.39	<i>IIIc</i>	Arcilloso, Zona lago	PE108904
9	Colegio Madrid	99.134	19.287	<i>IIIa</i>	Blando, arcillas	DFCM9005
10	Lindavista	99.128	19.493	<i>IIIa</i>	Blando, arcillas	LV178904

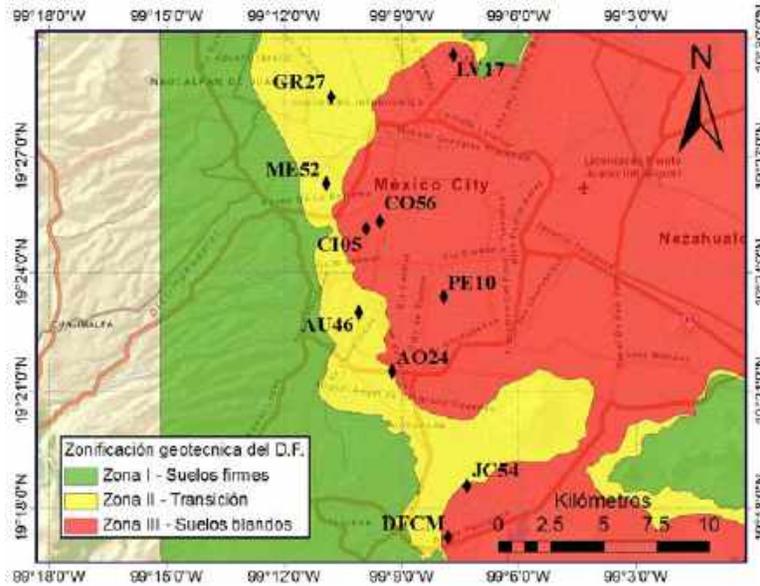


Figura 7.13 – Ubicación geográfica de las estaciones acelerométricas de este estudio

Por otra parte, tres espectros de respuesta (CI058904, PE108904 y CO568904) no están envueltos por la rama descendente del espectro de diseño; sin embargo, en esta investigación, la respuesta máxima de los espectros de respuesta está en la meseta, que es donde interesa estudiar el comportamiento de la estructura. Una situación completamente distinta representa el caso donde el periodo fundamental de la estructura estuviera en la rama descendente o cuando algún modo superior coincidiera en ese intervalo de tiempo; en ese caso se podrían obtener resultados si puedan afectar la respuesta estructural del sistema (Pérez, 2015).

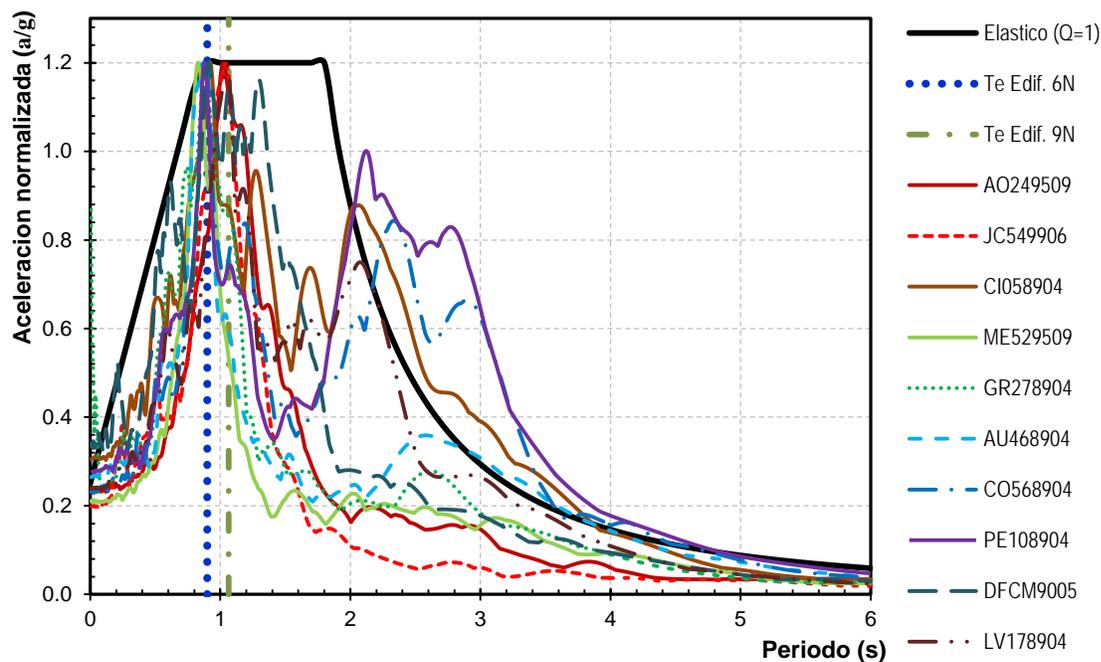


Figura 7.14 – Comparativa entre los espectros de respuesta (factorizados) de acelerogramas históricos y el espectro de diseño elástico considerado en este estudio

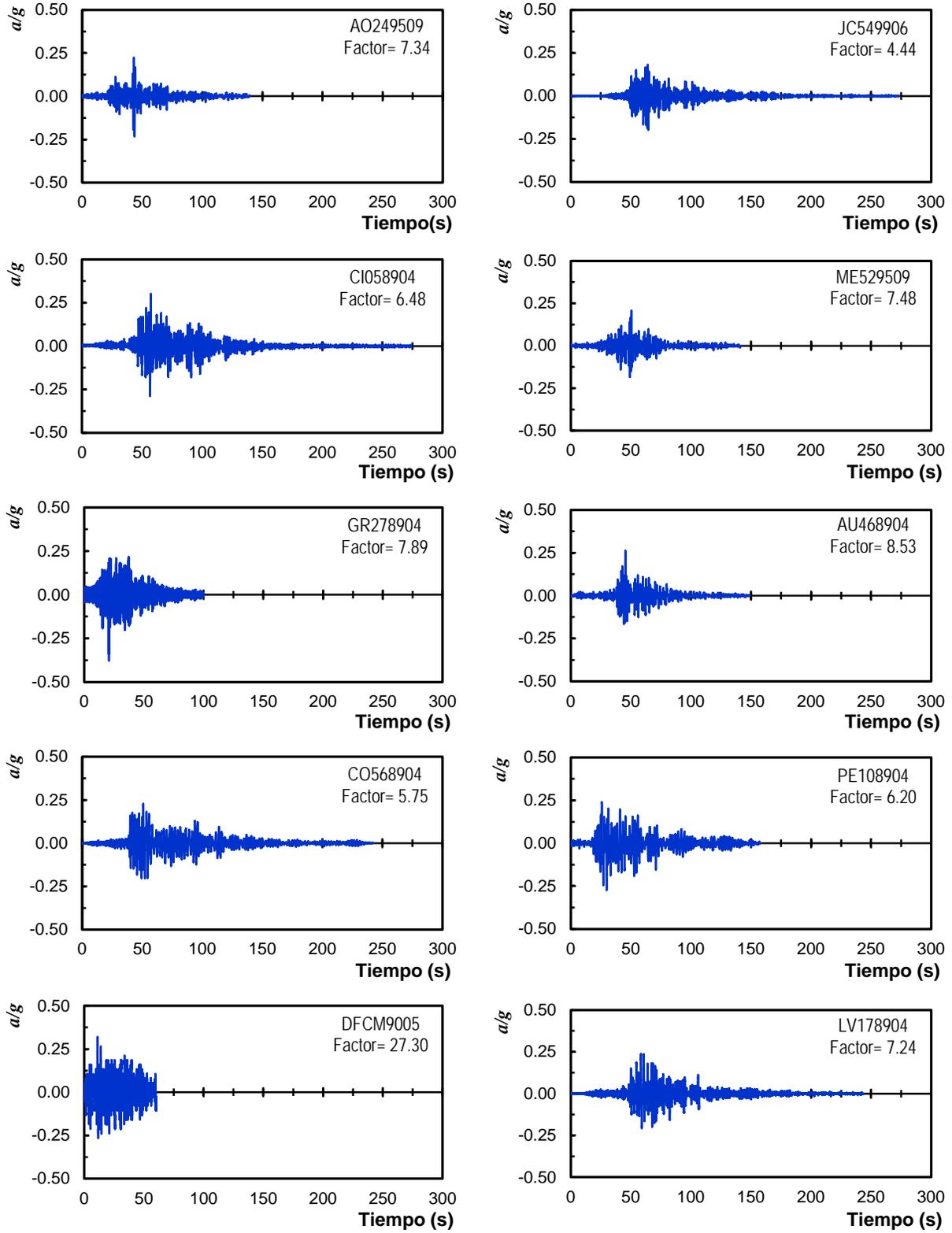


Figura 7.15 – Acelerogramas considerados en los análisis dinámicos inelásticos de los modelos de 6 y 9 niveles

En la figura 7.15 se muestran los acelerogramas considerados y el factor de amplificación mediante el cual se logró que la aceleración máxima del espectro de respuesta del registro sísmico corresponda a la aceleración de la meseta del espectro de diseño elástico ( $Q=1$ ).

Por último, en la tabla 7.5 se enuncian las aceleraciones máximas normalizadas con la aceleración de la gravedad de los registros considerados y la dirección correspondiente del registro sísmico seleccionado.

Tabla 7.5 – Características de los acelerogramas considerados

Registro	Factor de amplificación	Dirección	$S_a$ máxima (cm/seg)	$S_a$ máxima/g
AO249509	7.34	N90E	229.52	0.234
JC549906	4.44	N90E	193.97	0.198
CI058904	6.48	N90E	296.92	0.303
ME529509	7.48	N00E	204.73	0.209
GR278904	7.89	N00E	371.79	0.379
AU468904	8.53	N00E	259.13	0.264
CO568904	5.75	N90E	224.80	0.229
PE108904	6.20	N90E	270.15	0.275
DFCM9005	27.30	N90E	313.40	0.319
LV178904	7.24	N90E	232.41	0.237

## 7.5 Evaluación de la respuesta inelástica de los modelos de estudio

En esta sección se presenta los resultados de los análisis dinámicos inelásticos de los modelos de 6 y 9 niveles ante los acelerogramas considerados, donde se estudian las curvas de histéresis globales de cada acelerograma y las distorsiones a la primera fluencia. En las gráficas se reportan la distorsión global en porcentaje (deformación en la azotea entre la altura total de cada modelo,  $\Delta_{azotea}/H_{total}$ ) contra el cortante normalizado con el peso total de cada modelo.

### 7.5.1 Comportamiento global del modelo de 6 niveles

En la figura 7.16 se muestran las curvas de histéresis global para cada uno de los registros sísmicos contemplados en este estudio. Con base en los resultados, el modelo de seis pisos tuvo una respuesta inelástica estable, donde el sistema estructural logró soportar las demandas sísmicas sin llegar al colapso, pero presentando daños importantes en las vigas enlace.

Sobre esa base, el mecanismo de colapso esperado concuerda con las suposiciones de la filosofía de diseño, donde la viga enlace es el fusible estructural y los contravientos y las vigas fuera del enlace tienen un comportamiento, aunque inelástico, sin acumular daño importante. En esta filosofía, las columnas y las conexiones tienen un comportamiento completamente elástico. Así, las curvas de histéresis de los entrepisos de 6 niveles reportan las distorsiones de entrepiso en porcentaje (deformación del entrepiso dividida entre la altura correspondiente del entrepiso,  $\Delta_{entrepiso-i}/h_{entrepiso-i}$ ) contra el cortante de entrepiso normalizado respecto al peso total de la estructura.

De acuerdo con las curvas de histéresis de cada acelerograma, el sistema estructural reporta una distorsión global menor al 0.50% asociadas a la primera fluencia por cortante de las vigas enlace. En la tabla 7.6 se muestra la distorsión de la primera fluencia y la distorsión máxima en magnitud absoluta.

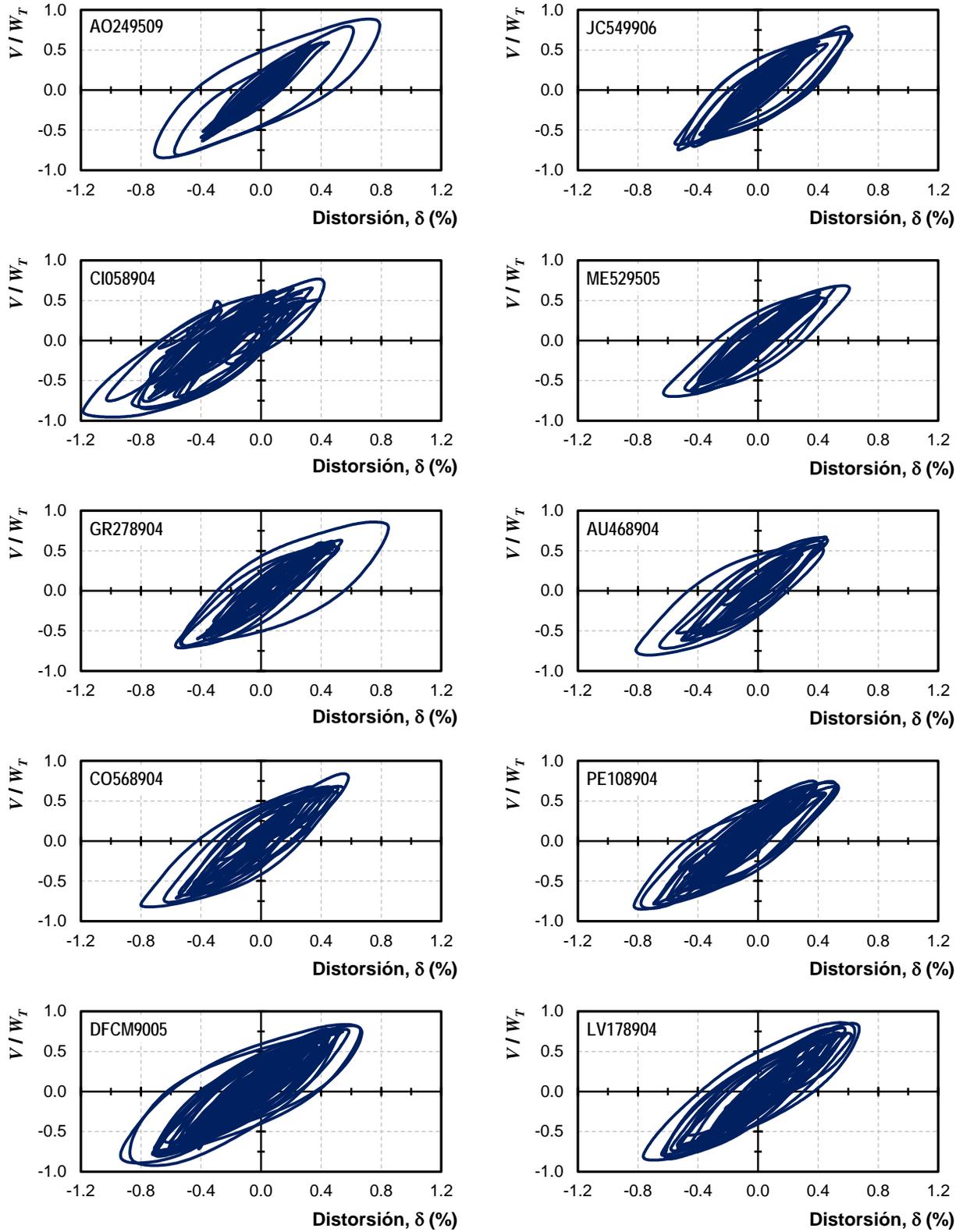


Figura 7.16 – Curvas de histéresis global del modelo de 6 niveles ante los 10 acelerogramas

Tabla 7.6 – Distorsiones de primera fluencia y máxima por acelerograma, edificio 6 niveles

Registro	Distorsiones de fluencia		Distorsiones máxima	
	$\delta_y$ (%)	$V/W_T$	$\delta_{m\acute{a}xima}$ (%)	$V/W_T$
AO249509	0.3745	0.5899	0.7903	0.8097
JC549906	0.4608	0.6515	0.6248	0.6807
CI058904	0.4975	0.6535	1.1848	0.8857
ME529509	0.3968	0.5250	0.6303	0.6541
GR278904	0.4830	0.5880	0.8484	0.7862
AU468904	0.4428	0.5873	0.8137	0.7416
CO568904	0.4416	0.5924	0.8002	0.7940
PE108904	0.4455	0.5975	0.8250	0.8119
DFCM9005	0.4704	0.7099	0.9356	0.8061
LV178904	0.5098	0.6626	0.7639	0.8142
<b>Promedio</b>	<b>0.4523</b>	<b>0.6158</b>	<b>0.8217</b>	<b>0.7784</b>

De acuerdo con la tabla 7.2, para el modelo de 6 niveles, la distorsión de fluencia se presenta a 0.277% en los análisis estáticos no lineales mientras que conforme a los resultados de los análisis dinámicos de la tabla 7.6, el promedio de la distorsión de fluencia de los diez acelerogramas tiene una magnitud de 0.452%, que es mucho más cercano al límite propuesto en las NTCS-04.

Así, conforme los resultados de los análisis dinámicos inelásticos, el modelo de 6 niveles tendrían un comportamiento aceptable de forma global ante el estado límite de servicio; es decir, la estructura presentará un comportamiento elástico para sismos de moderada intensidad.

### 7.5.2 Comportamiento global del modelo de 9 niveles

El modelo de 9 niveles con una altura de 32.20 m desarrolló una respuesta histerética estable, sin que se presentara el colapso ante los registros considerados en este estudio. Los diez acelerogramas lograron excitar el edificio con diferentes intensidades como se nota en la figura 7.17 donde se muestran las curvas de histéresis.

Asimismo, en la tabla 7.7 se enuncian las distorsiones de fluencia  $\delta_y$  y las distorsiones máximas  $\delta_{m\acute{a}xima}$  ante la excitación sísmica de los registros considerados en el estudio del edificio de 9 niveles.

Tabla 7.7 – Distorsiones de primera fluencia y máxima por acelerograma, edificio 9 niveles

Registro	Distorsiones de fluencia		Distorsiones máximas	
	$\delta_y$ (%)	$V/W_T$	$\delta_{m\acute{a}xima}$ (%)	$V/W_T$
AO249509	0.3854	0.5531	0.6758	0.6799
JC549906	0.3428	0.4673	0.5302	0.5620
CI058904	0.3942	0.5086	0.8749	0.8067
ME529509	0.3426	0.4962	0.4761	0.4871
GR278904	0.3398	0.4369	0.6665	0.6089
AU468904	0.3433	0.4667	0.5632	0.5734
CO568904	0.4096	0.4874	0.6445	0.6785
PE108904	0.3836	0.4733	0.6456	0.6330
DFCM9005	0.4828	0.6314	0.8505	0.7382
LV178904	0.4561	0.6536	0.6938	0.8006
<b>Promedio</b>	<b>0.3880</b>	<b>0.5175</b>	<b>0.6621</b>	<b>0.6568</b>

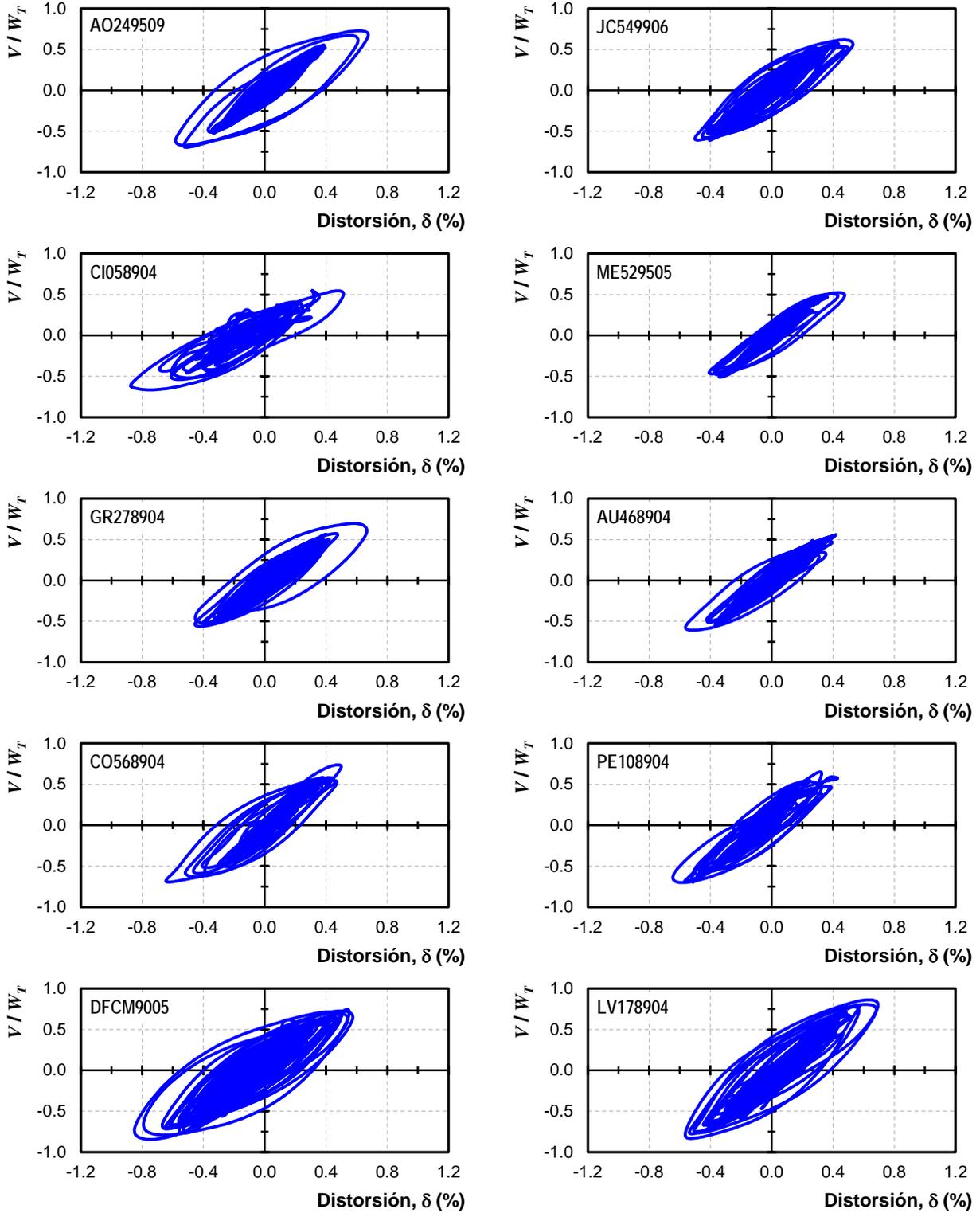


Figura 7.17 – Curvas de histéresis global del modelo de 9 niveles ante los 10 acelerogramas

Así, cada registro de aceleraciones sometió al modelo a demandas sísmicas importantes que generan un daño importante en las vigas enlace, mientras que, el resto de los elementos estructurales tiene un comportamiento elástico. Se nota en la figura 7.17 que cada registro

demanda un comportamiento inelástico al sistema estructural conforme a la premisa de diseño por capacidad; es decir, evitar el colapso del modelo.

De acuerdo con la tabla 7.2 para el modelo de 9 niveles, la distorsión de fluencia se presenta a 0.288% ante los análisis no lineales estáticos mientras que, en la tabla 7.7 el promedio de la distorsión de fluencia de los diez acelerogramas tiene una magnitud de 0.388% que es bastante similar al límite propuesto en las NTCS-04.

### 7.5.3 Comportamiento por entrepiso del modelo de 6 niveles

Con base en las curvas de histéresis mostradas en la figura 7.18, se identificó el acelerograma que estuvo relacionado con la máxima demanda del sistema estructural. En relación con lo anterior, la estación acelerométrica DFCM, que está ubicada en la zona IIIa, es la que está relacionado con la aceleración espectral máxima del registro DFCM9005 con un periodo de 0.906 s (figura 7.14), muy cercano al periodo de vibración de la estructura igual a 0.8845 segundos.

De hecho, con base en la tabla 7.6, el registro DFCM9005 es uno de los registros que está relacionado con las mayores magnitudes de distorsión última y la relación del cortante basal entre el peso de la estructura  $V/W_T$ .

En la tabla 7.8 se muestran las distorsiones de fluencia y máximas por entrepiso en magnitud absoluta ante la demanda sísmica del registro DFCM9005.

Tabla 7.8 – Distorsiones de fluencia y máxima por entrepiso del edificio de 6 niveles ante el acelerograma DFCM9005

Registro	$\delta_y$ (%)	$\delta_{máxima}$ (%)
Nivel 1	0.3111	0.8159
Nivel 2	0.4428	1.2795
Nivel 3	0.6002	1.2511
Nivel 4	0.4897	1.0716
Nivel 5	0.4432	0.7819
Nivel 6	-	0.4648
<b>Promedio</b>	<b>0.4940</b>	<b>1.0960</b>

En la figura 7.18 se muestran las curvas de histéresis por entrepiso, donde se muestra la relación entre el cortante por entrepiso normalizado con el peso total de la estructura y la distorsión de entrepiso en porcentaje. En ella, se observa que la mayor incursión en el intervalo inelástico se presenta en los entrepisos 2 y 3, mientras que los entrepisos 5 y 6 prácticamente permanecen elásticos. Esto concuerda con los resultados de los análisis estáticos inelásticos, donde la mayor demanda de distorsión se reportó en los entrepisos 2 y 3.

En la figura 7.19 se muestra el perfil de distorsiones del análisis dinámico inelástico ante el registro DFCM9005. Así, el análisis dinámico inelástico desarrolla en dos entrepisos distorsiones que son mayores al límite del estado límite de servicio en los pisos intermedios. Cabe destacar que, el nivel 6 que permanece elástico, la distorsión de fluencia de la figura 7.19a no es la máxima distorsión que podría desarrollar el entrepiso, puesto que no se presentó fluencia de ningún elemento.

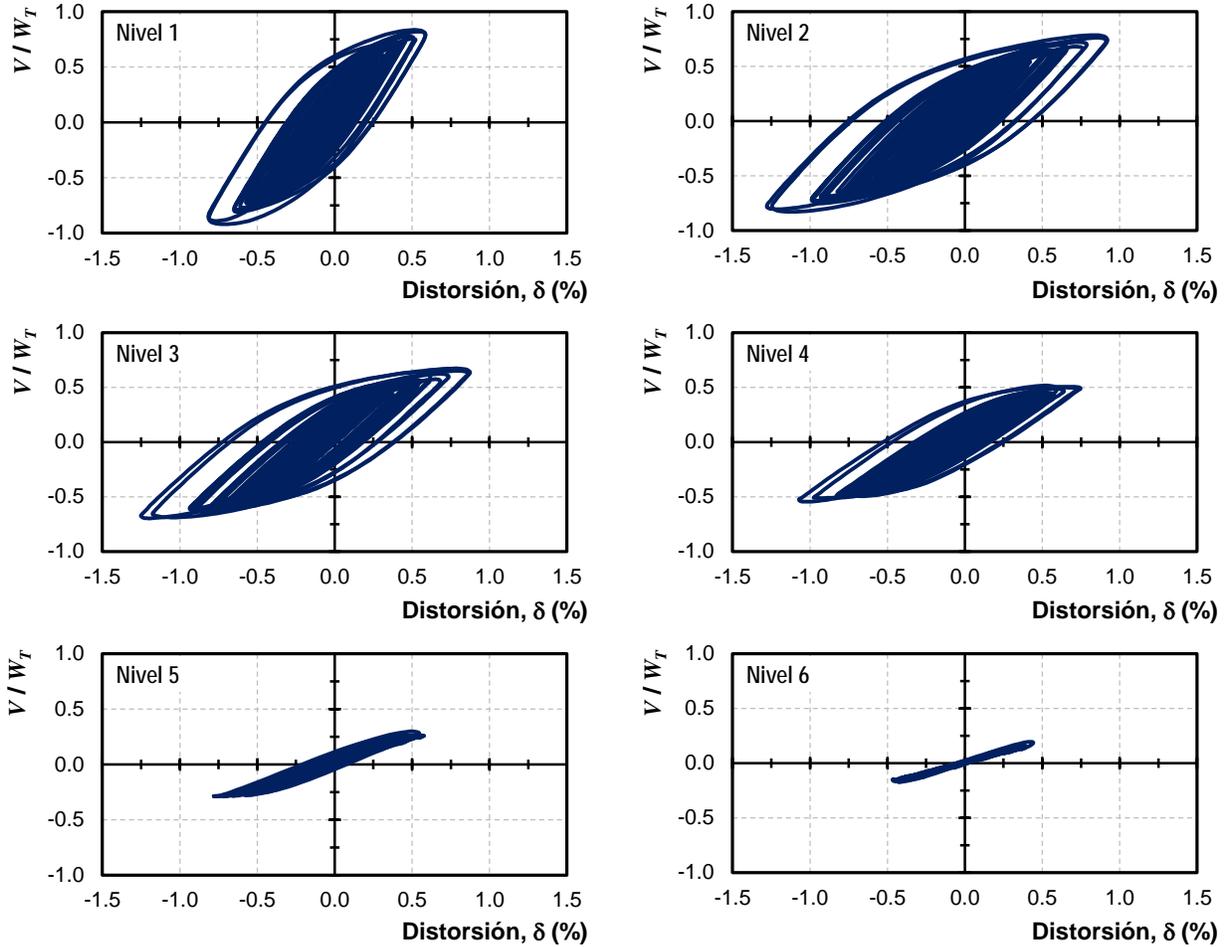


Figura 7.18 – Curvas de histéresis por entrepiso del modelo de 6 niveles ante el acelerograma DFCM9005

Por otra parte, las distorsiones del análisis dinámico inelástico en la revisión contra colapso que corresponden a las distorsiones ante el registro sísmico DFCM9005, quedan protegidas por la distorsión última de las NTCS-04. Esto concuerda con su etapa de diseño que, las distorsiones de colapso no rigen sobre los ángulos de rotación inelástico.

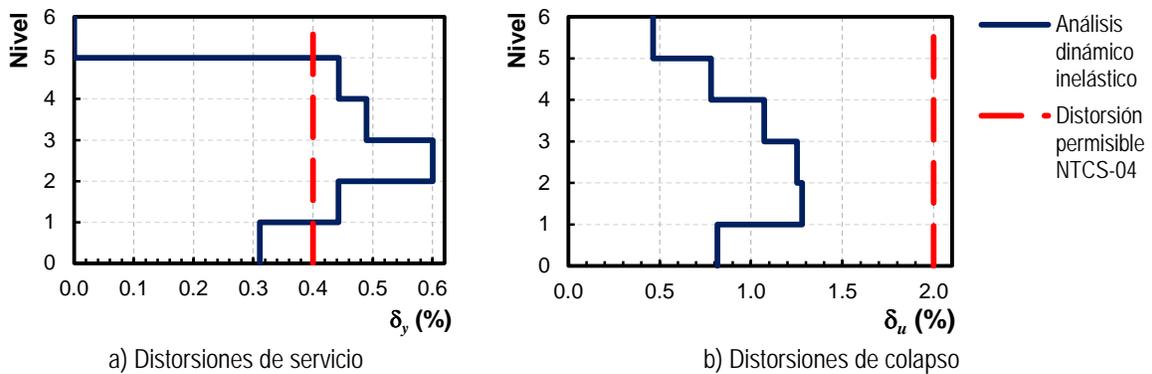


Figura 7.19 – Comparativa de las distorsiones con base en los resultados del estudio para el modelo de 6 niveles

#### 7.5.4 Comportamiento por entrepiso del modelo de 9 niveles

Para estudiar el comportamiento por entrepiso, se determina que registro sísmico demanda la respuesta máxima de la estructura en función del peligro sísmico de la zona, es decir para la zona *IIIa* de las NTCS-04. Así, con base en el espectro de respuesta del acelerograma, se identifica la ordenada espectral máxima y que periodo le corresponde; de modo que dicho periodo sea muy semejante al modelo de 9 niveles. Con base en los resultados se identificó que el registro LV178904 es el que demanda más a la estructura y que de hecho, tienen una ordenada espectral máxima en el periodo 1.056 s (figura 7.14) mientras que el modelo de 9 niveles tiene un periodo de vibración en la dirección de estudio de  $T_e = 1.0381$  s y corresponde a una estación acelerométrica ubicada en la zona *IIIa* (figura 7.13).

Por otra parte, en la tabla 7.7 la distorsión última del modelo ante el registro de aceleraciones LV178904 no es la mayor de los 10 registros; sin embargo, el acelerograma es uno de los que ocasiona las mayores demandas.

En la figura 7.20 se muestran las curvas histéricas del modelo de 9 niveles ante la acción del acelerograma LV178904, dichas curvas muestran un comportamiento estable y típico de estructuras cuando son modeladas con fibras.

En la tabla 7.9 se muestran las distorsiones de fluencia y máximas absolutas ante la demanda sísmica del registro LV178904. Con base en las curvas de histéresis de la figura 7.20, se aprecia que los niveles 1 al 7 tuvieron una respuesta inelástica. Sin embargo, en los niveles 8 y 9, no se reporta distorsión de fluencia puesto que estos entrepisos no fluyeron.

Sin embargo, la distorsión máxima que se reporta en la tabla 7.9 es únicamente una referencia de la distorsión del estado límite de prevención contra colapso, puesto que, el modelo no colapsa bajo ninguno de los 10 registros de aceleraciones de este estudio. En el cálculo del promedio de las distorsiones enunciado en la tabla 7.9 no se considera ni la distorsión del primer nivel ni las distorsiones de los dos últimos niveles.

Tabla 7.9 – Distorsiones de fluencia y máxima por entrepiso del modelo de 9 niveles ante el acelerograma LV178904

Registro	$\delta_y$ (%)	$\delta_{m\acute{a}xima}$ (%)
Nivel 1	0.245	0.407
Nivel 2	0.389	0.804
Nivel 3	0.404	0.939
Nivel 4	0.501	1.053
Nivel 5	0.568	1.008
Nivel 6	0.476	0.860
Nivel 7	0.441	0.692
Nivel 8	-	0.450
Nivel 9	-	0.295
<b>Promedio</b>	<b>0.463</b>	<b>0.893</b>

Así, el promedio de distorsión de fluencia de la tabla 7.9 resulto ser igual a 0.463, que supera la distorsión mayor a la establecida por la NTCS-04 cuya magnitud es de  $\delta_{y-permisible} = 0.40\%$ .

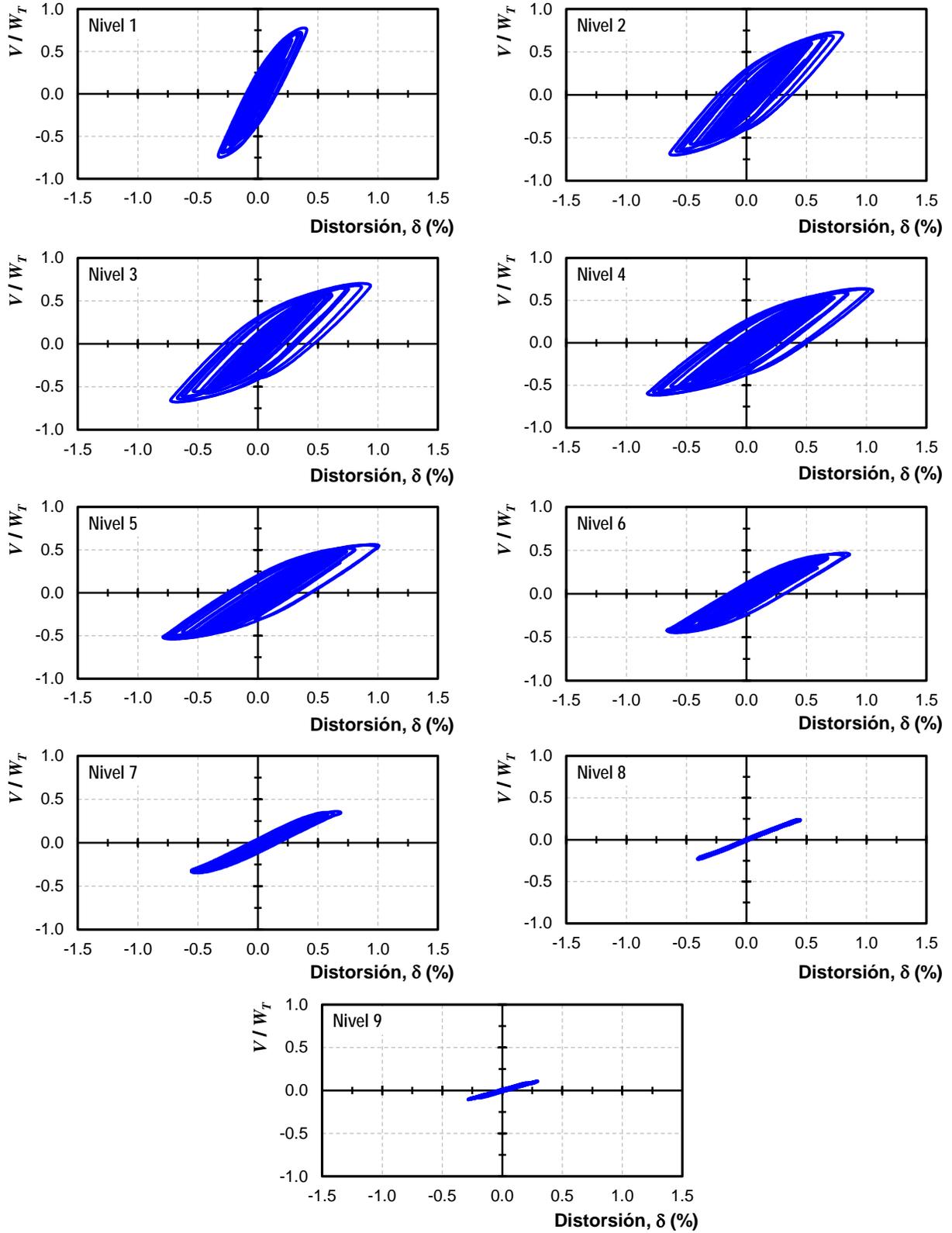


Figura 7.20 – Curvas de histéresis por entrepiso del modelo de 9 niveles ante el acelerograma LV178904

Finalmente, en la figura 7.21 se muestran las distorsiones por entrepiso del modelo de 9 niveles ante el acelerograma LV178904, asimismo, el límite de distorsión permisible de las NTCS-04. Así, en la figura 7.21a se muestran las distorsiones de fluencia o de servicio, donde las distorsiones de fluencia se desarrollan a distorsiones que superan el límite establecido en las NTCS-04. Por otra parte, en la figura 7.21b se muestran las distorsiones últimas o de colapso. En esta figura, la distorsión contra colapso queda muy alejada de las distorsiones ultimas del análisis dinámico inelástico, lo cual concuerda que para marcos contraventeados excéntricamente, la distorsión no rige sobre el ángulo de rotación inelástico.

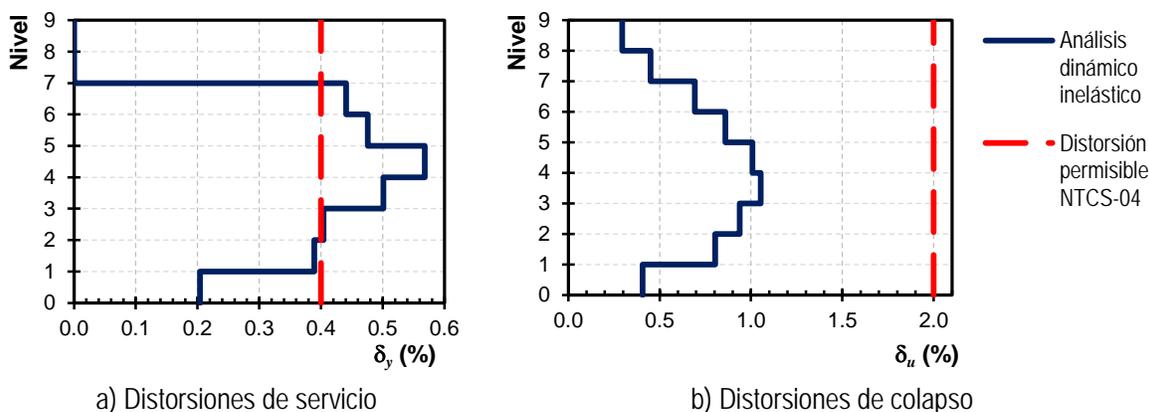


Figura 7.21 – Comparativa de las distorsiones con base en los resultados del estudio para el modelo de 9 niveles

### 7.5.5 Estudio del comportamiento de las vigas enlace en los modelos de estudio

Se ha discutido en capítulos anteriores, que la viga enlace es el elemento objetivo de diseño y el componente estructural que será el fusible ante la sollicitación de acciones sísmicas. Por lo tanto, se espera que este elemento tenga un comportamiento inelástico estable y tenga la suficiente capacidad de disipar energía y que esto haga evidente, que la viga enlace realmente funcione como un fusible estructura.

Con base en lo anterior, en las figura 7.22 se muestra el comportamiento de las vigas enlace por entrepiso ante la acción del registro sísmico DFCM9005 para el modelo de 6 niveles, mientras que en la figura 7.23 se muestra el comportamiento de las vigas enlace por entrepiso ante las demandas sísmicas del registro de aceleraciones LV178904 para el modelo de 9 niveles.

En ambas gráficas se reporta el ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$  (distorsión del entrepiso  $\delta_{entrepiso}$  por el cociente de la longitud de la viga enlace y la longitud de la crujía  $e/L_{crujía}$ ) contra el cortante en la viga enlace normalizado con la resistencia nominal a cortante plástico  $V/V_n$ .

Asimismo, en las figuras 7.22 y 7.23 se muestra también la magnitud del ángulo de rotación inelástico de vigas enlace ( $\gamma_{\mu-\sigma} = 0.127$  rad) obtenido de pruebas experimentales con vigas enlace similares de los modelos de este estudio (figura 7.5,  $\mu-\sigma$ ). Esa magnitud del ángulo de rotación se usó en los análisis estáticos inelásticos para relacionar la capacidad del modelo a lo que una estructura real podría desarrollar. En las figuras 7.22 y 7.23, existen entrepisos que superan la magnitud de la rotación propuesta ( $\gamma_{\mu-\sigma} = 0.127$  rad) sin colapsar, lo que significa que el límite sugerido es conservador y que las vigas enlace podrían tener capacidad de desarrollar mayor daño, lo que coincide con las pruebas experimentales reportadas en la sección 7.3.1.2 de esta investigación.

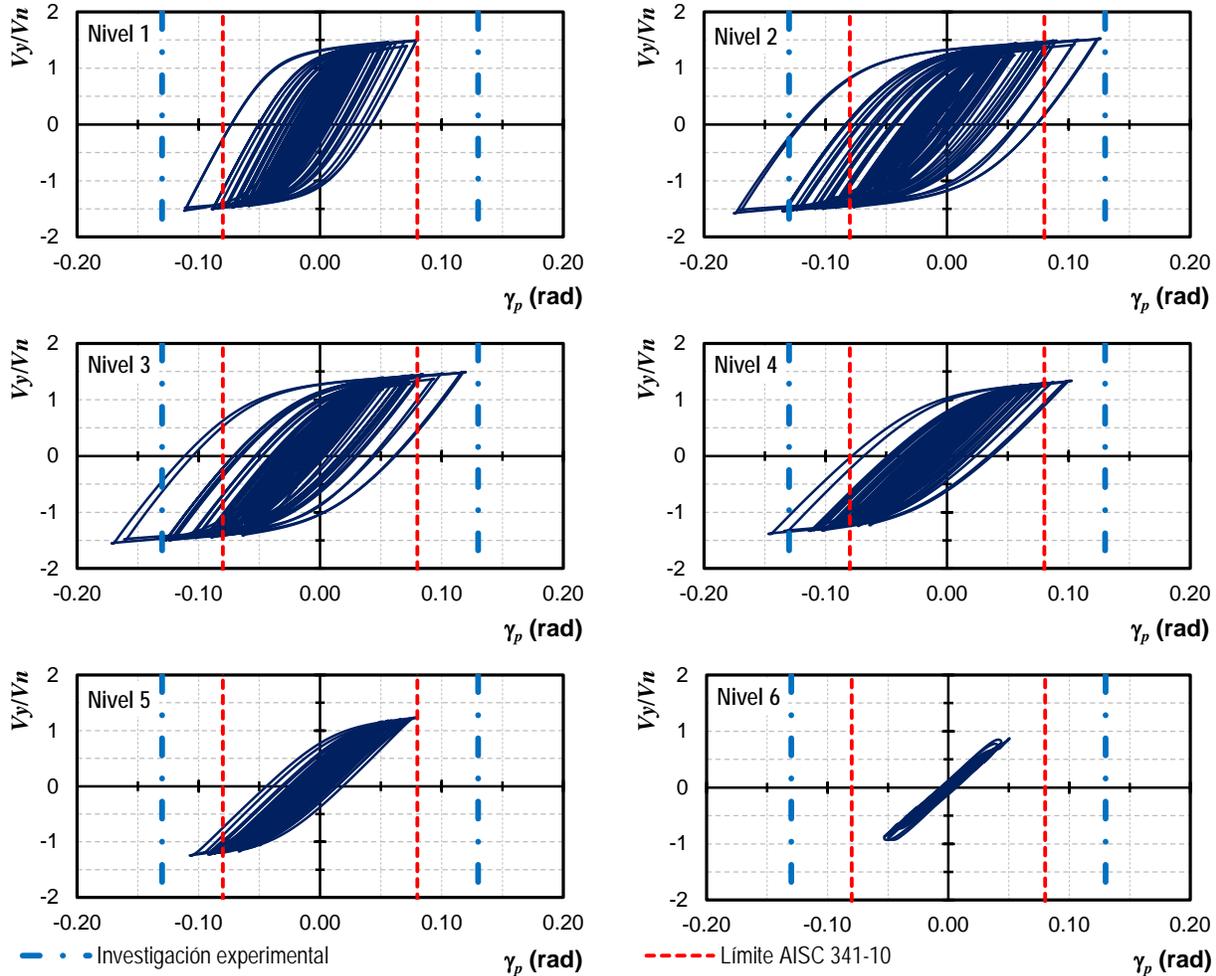


Figura 7.22 – Comportamiento histerético de las vigas enlace del edificio de 6 niveles ante el acelerograma DFCM9005

Conforme a las curvas de histéresis de los entrepisos 2 y 3 de la figura 7.22 así como del entrepiso 2 al 5 de la figura 7.23 (mayor comportamiento inelástico), las vigas enlace de estos entrepisos disipan la mayor cantidad de energía con un comportamiento inelástico. Además, en estos entrepisos se supera la resistencia nominal a cortante plástico, lo que concuerda con investigaciones experimentales recientes, donde se presentan diferentes fallas en la viga enlace como fractura del alma, pandeo del alma, agrietamiento del alma, etc., (García y Tapia, 2014).

En otras palabras, las vigas enlace del entrepiso 2 y 3 de la figura 7.22 y de los entrepisos del 2 al 5 de la figura 7.23 acumulan el mayor daño por fluencia por cortante. El mecanismo de colapso concuerda con la premisa de diseño por capacidad, donde las vigas enlace son los elementos que disipan la mayor cantidad de energía mientras que el resto de los elementos permanecen elásticos ante la ocurrencia de un sismo de gran intensidad, es decir, son los elementos que sufren el mayor daño en el modelo.

Por otra parte, las vigas enlace del nivel 6 del modelo de 6 niveles y de los niveles 8 y 9 del modelo de 9 niveles, tienen poca incursión en el intervalo inelástico. Adicionalmente, en estos entrepisos no se desarrolló ninguna articulación plástica en algún elemento estructural.

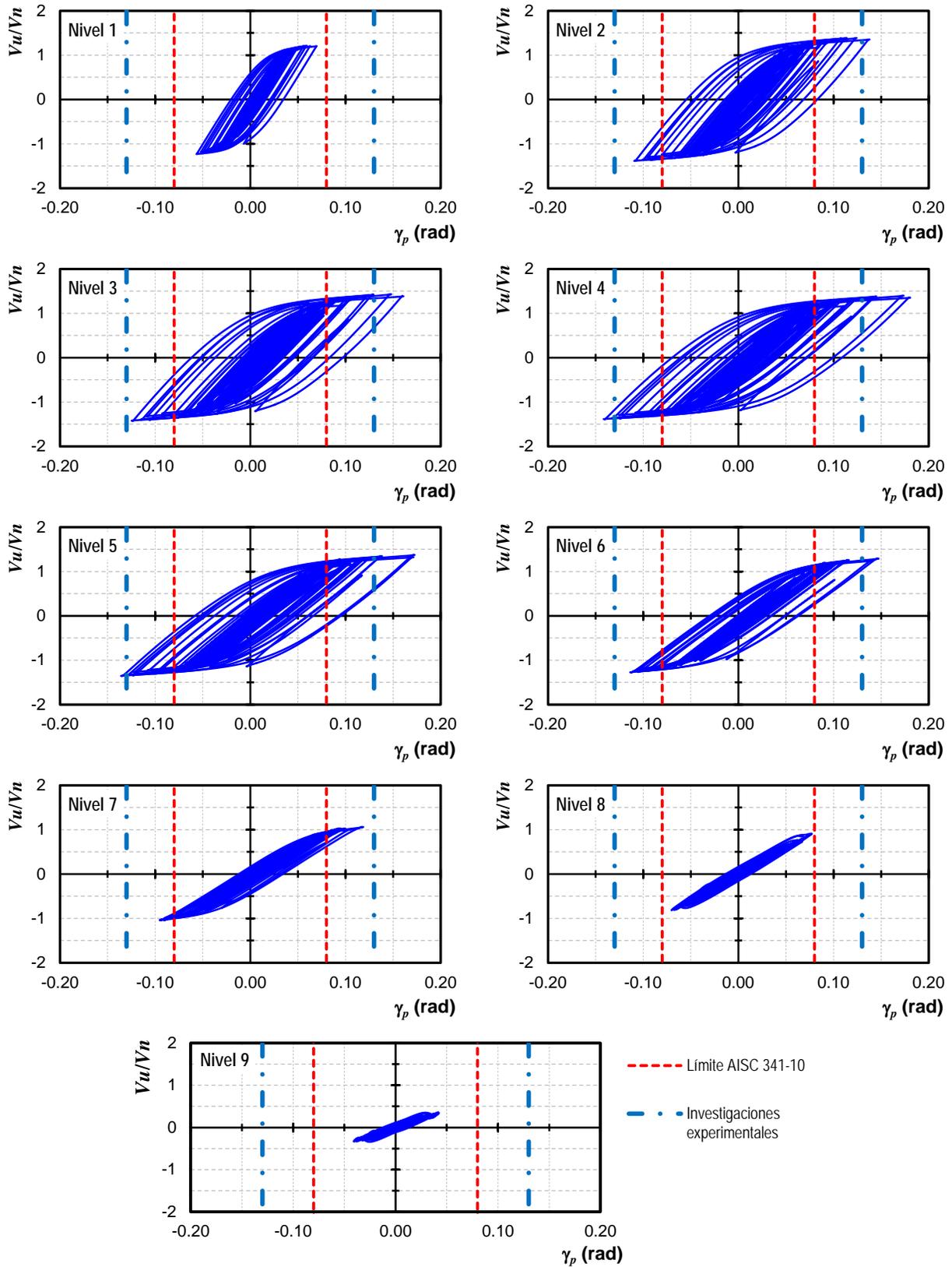


Figura 7.23 – Comportamiento histerético de las vigas enlace del edificio de 9 niveles ante el acelerograma LV178904

Así, el comportamiento de las vigas enlace concuerda con investigaciones reciente donde la disipación de la energía no es uniforme. Con base en los resultados, las vigas enlace de los niveles inferiores son las que disipan la mayor cantidad de energía fluyendo por cortante, mientras que las vigas enlace de los niveles superiores no tienen la misma fluencia por cortante.

En el caso del ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$ , en las figuras 7.22 y 7.23 se muestra con línea punteada la magnitud límite establecido por reglamentos (AISC 341-10 y CSA-06), la cual fue superada ampliamente por las vigas enlace que tiene una mayor participación en el trabajo inelástico del entrepiso. Esto puede representar un severo daño al sistema de piso, debido a que el desplazamiento vertical puede generar agrietamiento y un desacoplamiento entre el concreto y los pernos de cortante (por ejemplo, losacero) y/o separación entre el sistema de piso y la viga.

Así, las magnitudes de los ángulos de rotación inelástico de los niveles 2, 3 y 4 en el modelo de 6 niveles y de los niveles 3, 4, 5 y 6 del modelo de 9 niveles, representarían daños como la fractura por cortante del alma de la viga enlace. Esto concuerda con el comportamiento estructural de este tipo de sistema bajo la acción de demandas sísmicas, como sucedió en los sismos de Christchurch, Nueva Zelanda en 2010 y 2011 (Clifton *et al.*, 2011), donde las vigas enlace de los niveles intermedios presentaron este tipo de daños.

Sobre esa base, en la figura 7.24 se muestran los perfiles de los ángulos de rotación plástico de los análisis de este estudio. Los resultados se representan con los ángulos obtenidos de los análisis dinámicos inelástico paso a paso (ADI). Para el análisis dinámico inelástico paso a paso se hacen notar dos perfiles, las magnitudes máximas y promedio de los ángulos de rotación de las vigas enlace, ambas corresponde a las magnitudes máximas registradas en alguno de los 10 acelerogramas estudiados. Además, se muestra el ángulo de rotación inelástico de daño de pruebas experimentales de secciones IR (W) y longitudes de viga enlace muy semejantes a las empleadas en esta investigación (figura 7.5,  $\gamma_{\mu-\sigma} = 0.127$  rad). Asimismo, se incluye la magnitud de los resultados mostrados en la figura 7.4 con el objetivo de considerar una protección contra la incertidumbre como se establece en la mayoría de las recomendaciones normativas denominado como “propuesta  $\gamma_p$ ” cuya magnitud es igual a  $0.0893$  rad  $\approx 0.09$  rad y, finalmente, el límite normativo del AISC 341-10.

Las magnitudes de los análisis dinámicos inelásticos (ADI) tanto máximas como promedia, superan la magnitud del límite experimental del ángulo inelástico de rotación así como las magnitudes de la  $\mu-\sigma$  y del límite del AISC 341-10. Esto indica que el daño concentrado en estas vigas enlace es de suma importancia y que posterior al evento sísmico, estas vigas enlace deberán ser reemplazadas como lo ocurrido en la serie de sismos de Christchurch.

Comparando los resultados con investigaciones analíticas, Richards y Uang (2003) reportan en su investigación, que las magnitudes de los ángulos de rotación plástica superan por mucho el ángulo de rotación permitido por los reglamentos (AISC 341-10 y CSA-06). De hecho, esto concuerda con otras investigaciones recientes como Rozon *et al.* (2008) y Koboevic y Olivia (2010) donde el ángulo de rotación normativo llega a ser restrictivo y conservador, ya que marcos con contravientos excéntricos puedan desarrollar respuestas inelásticas mucho más dúctil que la estimada en la normativa vigente. Sin embargo, en las recomendaciones normativas se debe de establecer una frontera como protección contra la incertidumbre.

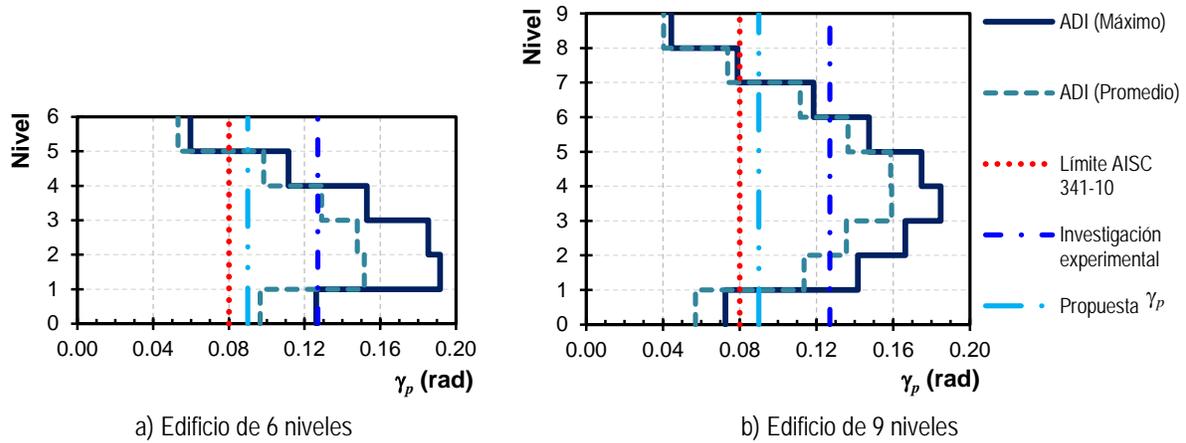


Figura 7.24 – Comparativa de los perfiles de los ángulos de rotación plástico

Así, con base en las magnitudes de los ángulos de rotación inelásticos de investigaciones experimentales (figura 7.4) y con los resultados de los ángulos de rotación inelásticos de esta investigación (análisis dinámicos no lineales), en la figura 7.25 se muestra la distribución de Gumbel del análisis estadístico de pruebas experimentales y las magnitudes de los ángulos de rotación inelásticos de los modelos de 6 y 9 niveles. En la figura 7.25 la magnitud propuesta de este estudio igual a  $\gamma = 0.0893$  rad, protege el 93% de las vigas enlace que logran disipar energía ante las demandas sísmicas impuestas en los modelos de 6 y 9 niveles. Además, se indica mediante la línea denominada “Límite experimental” la magnitud propuesta de daño severo para vigas enlace de pruebas experimentales que son similares a las vigas enlace de los modelos de 6 y 9 niveles de este estudio.

En la figura 7.25 no se consideran los ángulos de rotación plástico de los niveles que no desarrollaron un comportamiento inelástico. Así, la magnitud de este estudio igual a 0.0893 rad, si no cubre ciertamente todas las incertidumbres del proceso de diseño, se aproxima más al comportamiento inelástico deseado para la etapa de diseño.

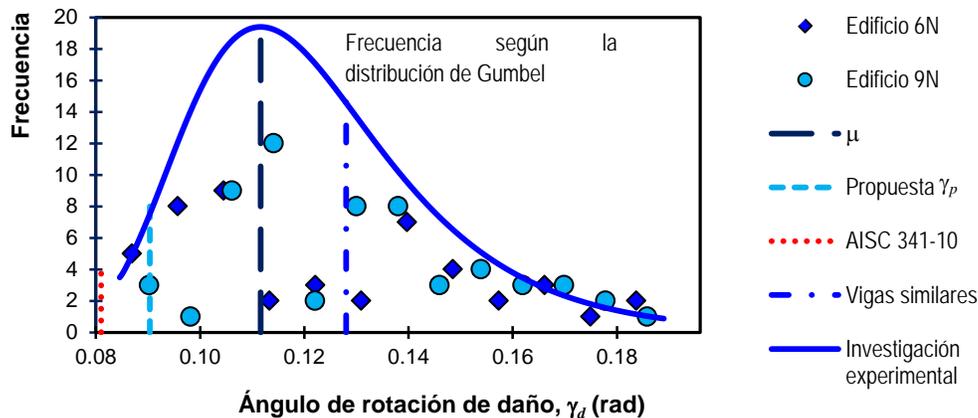


Figura 7.25 – Función de frecuencias de ángulos de rotación plástico de daño

Por otra parte, la relación  $V/V_n$  ha sido estudiada en diferentes investigaciones experimentales recientes como Mansour (2010), Dubina *et al.* (2008) y Okazaki *et al.* (2004) donde se reportan magnitudes de la relación de  $V_{máximo}/V_n$  en las vigas enlace con perfiles IR (W), ensayadas ante protocolos de carga cíclicas, que van desde 1.21 hasta 1.40 en Mansour

(2010), 1.50 en Dubina *et al.* (2008) y 1.35 hasta 1.48 en Okazaki *et al.* (2004). Así, las vigas enlace son capaces de desarrollar una sobrerresistencia por efecto del endurecimiento por deformación y por la sobrerresistencia del material. Las magnitudes de las investigaciones experimentales recientes corresponden a vigas enlace cuya fluencia es por cortante; es decir la relación  $e \cdot V_p / M_p$  es menor de 1.60.

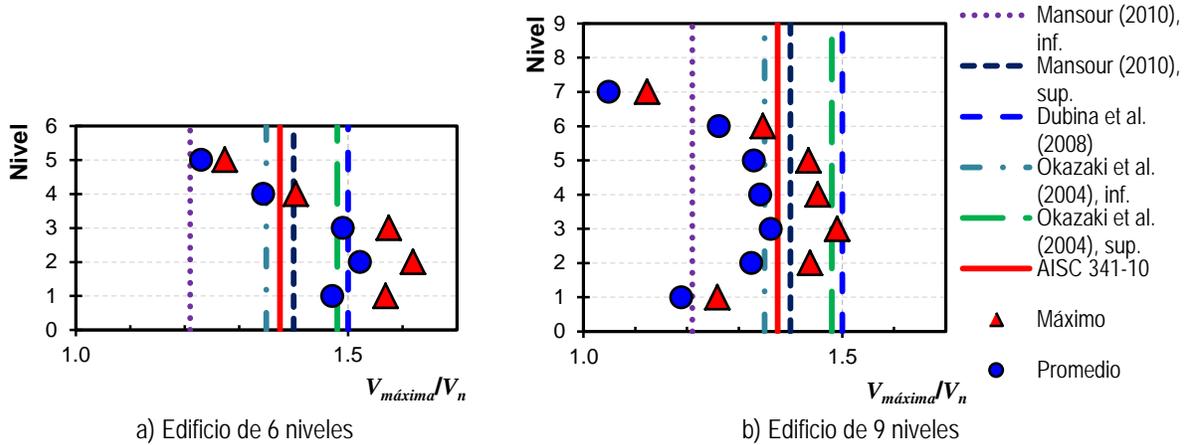


Figura 7.26 – Sobrerresistencia de las vigas enlace de los modelos estudiados

Con base en lo anterior, en la figura 7.26 se muestra la sobrerresistencia desarrolla por las vigas enlace en los modelos de estudios de esta investigación. Las magnitudes reportadas en la figura 7.26 corresponden a los análisis dinámicos inelásticos, donde las magnitudes máximas y promedio de la sobrerresistencia de las vigas enlace ( $V_{máxima}/V_n$ ) corresponden a las magnitudes máximas registradas en alguno de los 10 acelerogramas estudiados para los modelos de 6 y 9 niveles. En la figura se incluyen los límites superior e inferior obtenidos de pruebas experimentales recientes a vigas enlace.

### 7.5.6 Estudio del comportamiento de las columnas adyacentes a las vigas enlace en ambos modelos

Conforme al diseño por capacidad para marcos con contravientos excéntricos, las columnas que se encuentran adyacentes a las vigas enlace se diseñan bajo la condición de la carga gravitacional más la sumatoria de la resistencia nominal a cortante de la viga enlace  $V_n$ . Esta sumatoria es amplificada por la sobrerresistencia del material en función del tipo de acero de la viga enlace  $R_y$  (tabla 2.20 de esta investigación) y por el endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$  que es función de la sección transversal del perfil ( $\Omega_{ED}= 1.25$  para secciones IR y  $\Omega_{ED}= 1.40$  para secciones cajón). Adicionalmente, para las columnas con tres o más niveles contraventeados, se permite hacer un ajuste de la resistencia nominal a cortante del enlace igual a 0.88, debido a que es poco probable que todas las vigas enlace alcance su máximo endurecimiento por deformación al mismo tiempo (AISC 341-10).

Con base en la figura 5.2, la ecuación 7.1 permite obtener la carga de diseño última para diseñar las columnas de un marco contraventado excéntricamente según el AISC 341-10.

$$P_U = P_{gravitacional} + V_N = P_{gravitacional} + 0.88\Omega_{ED}R_y\Sigma V_n \quad \text{Ecuación 7.1}$$

Así, el diseño de las columnas (inciso j de la figura 5.2) para marcos contraventeados excéntricamente demandará una gran carga axial por efecto de las vigas enlace que actúen por arriba de la columna de diseño, requiriendo un área muy grande para soportar dicha carga axial.

Por otro lado, y con el objetivo de revisar que la propuesta del AISC 341-10 de amplificar la sumatoria de la resistencia nominal de las vigas enlace  $\Sigma V_n$  es congruente con el diseño de las columnas y verificar que las columnas no queden sobre-diseñadas, es conveniente estudiar la influencia que realmente todas las vigas enlace desarrollen su endurecimiento por deformación y en una segunda instancia que las vigas enlace no desarrollen ni su sobrerresistencia  $R_y$  ni el endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$ . En la ecuación 7.2 se considera que todas las vigas desarrollan un endurecimiento por deformación mientras que, en la ecuación 7.3 sólo considera la resistencia nominal de las vigas enlace; es decir, un factor de sobrerresistencia igual a uno.

$$P_U = P_{gravitacional} + \Omega_{ED} R_y \Sigma V_n \quad \text{Ecuación 7.2}$$

$$P_U = P_{gravitacional} + \Sigma V_n \quad \text{Ecuación 7.3}$$

En las figura 7.27 y 7.28 se reporta el comportamiento de las cargas axiales máximas de las columnas adyacentes a las vigas enlace por nivel para cada uno de los diez acelerogramas en los modelos estudiados (6 y 9 niveles respectivamente). Así también, se muestran las cargas axiales últimas de diseño mediante las ecuaciones 7.1, 7.2 y 7.3; que representan el diseño por capacidad de las columnas en función de la resistencia nominal a cortante de la viga enlace que considera o no, el aumento por sobrerresistencia. En ambas figuras, estas ecuaciones se identifican como a) “Propuesta AISC”; b) “Demanda máxima” y c) “Demanda reducida”.

Como se muestra en las figuras 7.27 y 7.28, las columnas de los marcos de estudio soportan cargas axiales menores a las cargas de diseño conforme a la ecuación 7.1. Sin embargo, se nota que las columnas del primer entrepiso están soportando una carga muy semejante a la carga de diseño mientras que, las cargas de los niveles superiores están soportando una carga muy inferior a su carga de diseño (están sobrediseñadas).

Con la información anterior, en esta investigación se propone que la carga de diseño se obtenga mediante la ecuación 7.4, donde  $\eta_i$  es un factor de corrección que involucra el número de entrepiso así como el ángulo de inclinación de los contravientos, dicho factor se obtiene mediante la ecuación 7.5. Donde, la magnitud de  $R_y$  dependerá del tipo de acero y perfil de la viga enlace (tabla 2.20).

$$P_U = P_{gravitacional} + \eta_i R_y \Sigma V_n \quad \text{Ecuación 7.4}$$

$$\eta_i = [1 - (n_i/N)^{1.20}] / (\sin \beta_i)^{2/3} \quad \text{Ecuación 7.5}$$

donde,

$\eta_i$ = constante de corrección por entrepiso

$N$ = número total de entrepisos

$n_i$ = número del entrepiso

$\beta_i$ = ángulo de inclinación de contraviento

Para ambos modelos, la ecuación propuesta cumple satisfactoriamente que la carga axial de diseño cubre aceptablemente la demanda máxima en la columna en cada modelo para cada acelerograma de estudio, por lo que resultan ser una buena aproximación de la demanda que realmente deberán resistir las columnas.

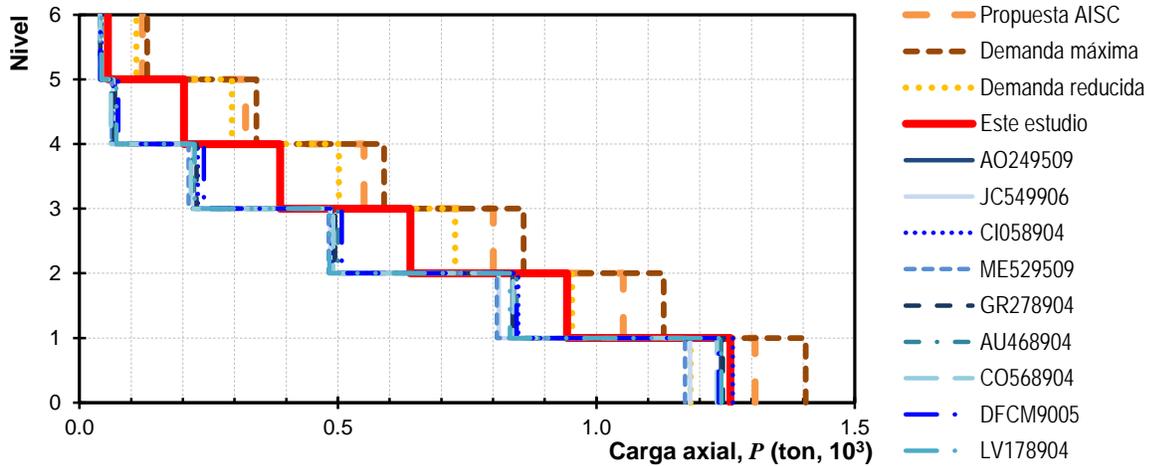


Figura 7.27 – Perfiles de cargas axiales máximas para el modelo de 6 niveles

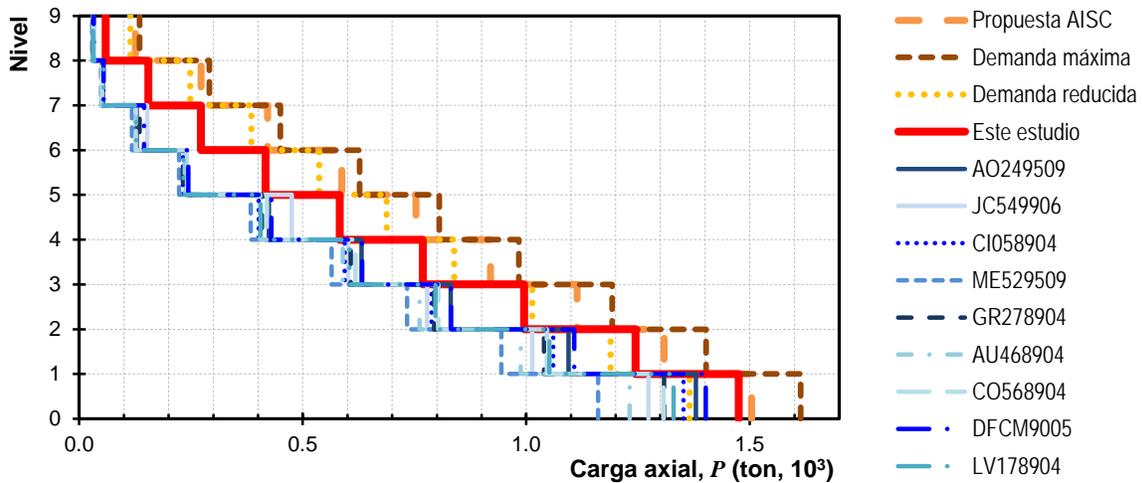


Figura 7.28 – Perfiles de cargas axiales máximas para el modelo de 9 niveles

Por otra parte, en las figuras 7.29 y 7.30 se muestran los resultados de un estudio estadístico de las cargas axiales máximas en las columnas de los registros sísmicos de estudio. En las gráficas se reportan las cargas máximas a un 50 percentil, 84 percentil y a un 100 percentil. Asimismo, se incluyen las cargas de diseño consideradas como propuesta AISC (ecuación 7.1), demanda máxima (ecuación 7.2) y demanda reducida (ecuación 7.3). Finalmente, se muestra la carga axial de diseño con la ecuación propuesta en este estudio (ecuación 7.4).

En ambas gráficas, se muestra una dispersión entre las magnitudes de las cargas de los percentiles analizados. Adicionalmente, la magnitud del 100 percentil queda por debajo de la magnitud de la carga de diseño propuesta en el AISC 341-10, mientras que, la magnitud de carga propuesta en este estudio, se aproxima de mejor manera a la magnitud de carga del 100 percentil de los 10 registros sísmicos para cada modelo.

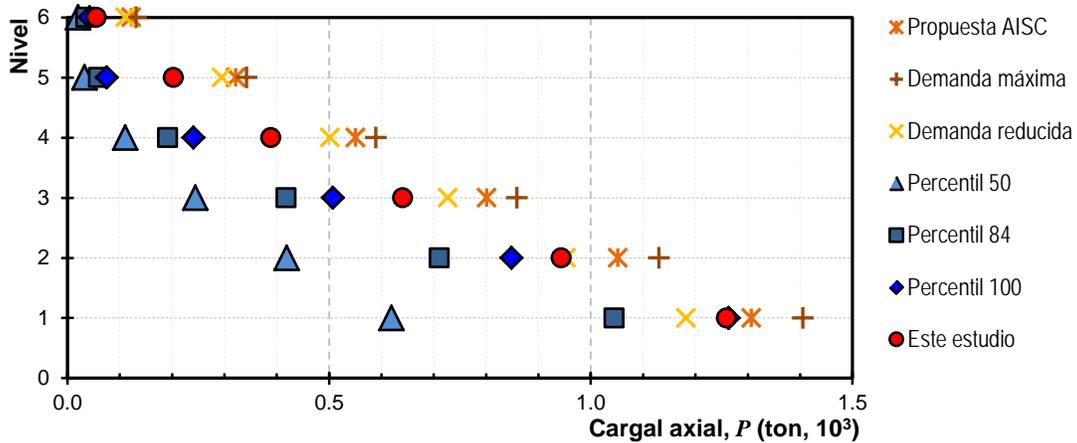


Figura 7.29 – Perfiles de carga axial máxima y promedio en el modelo de 6 niveles

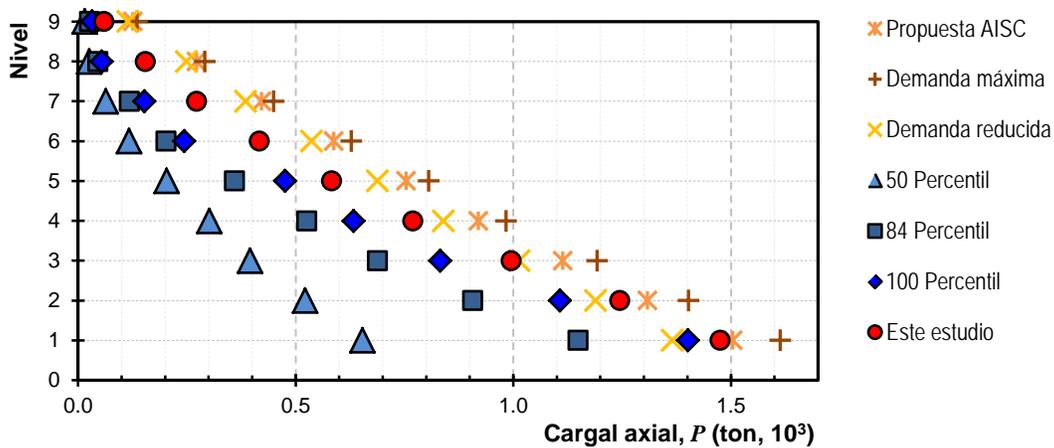


Figura 7.30 – Perfil de carga axial máxima y promedio para el modelo de 9 niveles

### 7.5.7 Comportamiento del resto de los elementos estructurales

En la figura 7.16 y 7.17 se muestran los comportamientos globales de los modelos de 6 y 9 niveles respectivamente para los 10 acelerogramas de estudio, donde ciertos registros desarrollan un nivel de distorsión que puede representar algún daño en los marcos de acero. Así, conforme a la premisa de diseño de considerar que, todo el daño se concentró en la viga enlace, en las figuras 7.31 y 7.33 se muestra el comportamiento de algunos elementos estructurales de los niveles donde se concentró el mayor comportamiento inelástico para cada edificio de estudio. Para el edificio de 6 niveles, la mayor concentración de daños se desarrolla en los niveles 2 y 3; mientras que, para el edificio de 9 niveles, la mayor concentración de daños se desarrolla en los niveles 4 y 5.

Por otra parte, en las figuras 7.32 y 7.34 se muestra el comportamiento de algunos elementos estructurales de marcos donde no hay una viga enlace en el sistema estructural; es decir, marcos momento – resistentes.

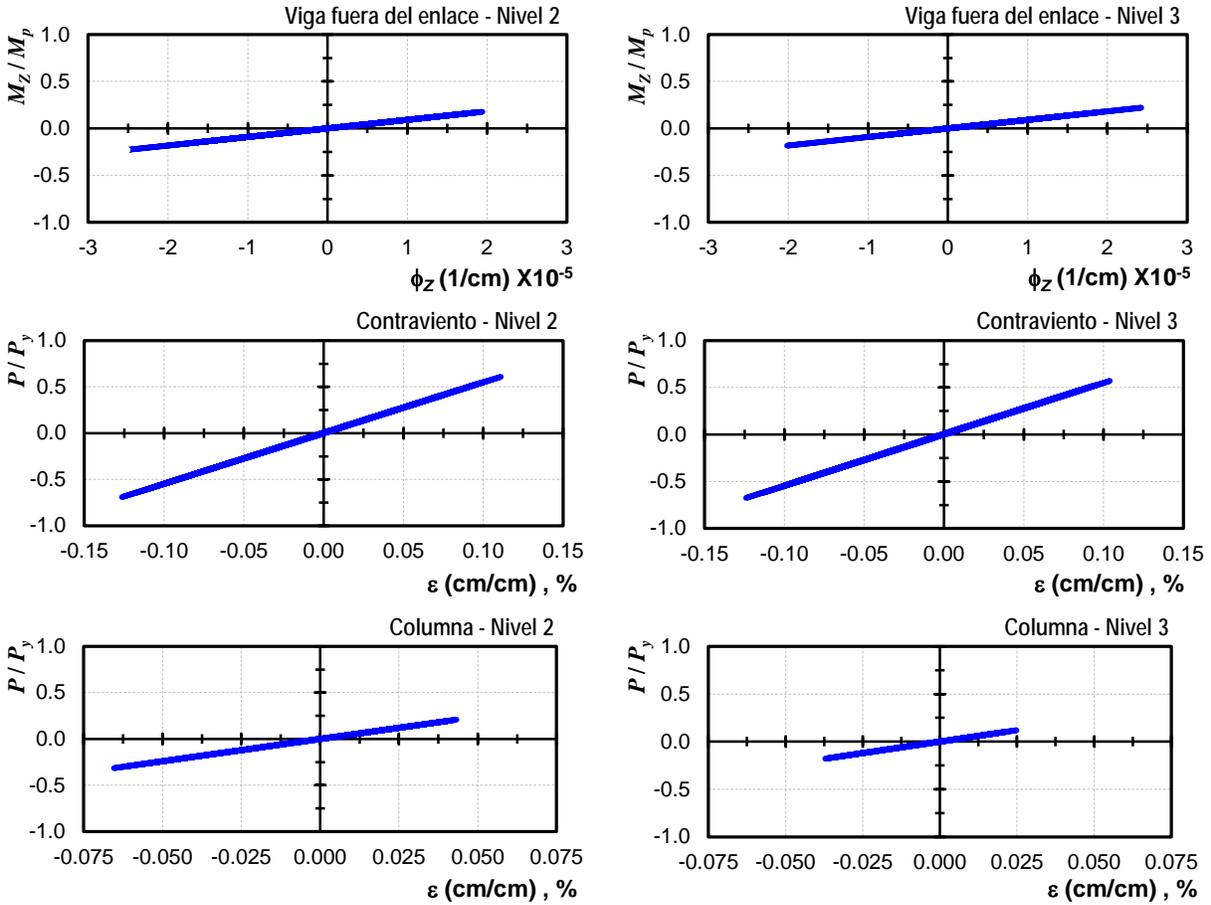


Figura 7.31 – Comportamiento de elementos estructurales del marco contraventeado excéntricamente para el edificio de 6 niveles ante el acelerograma CI058904

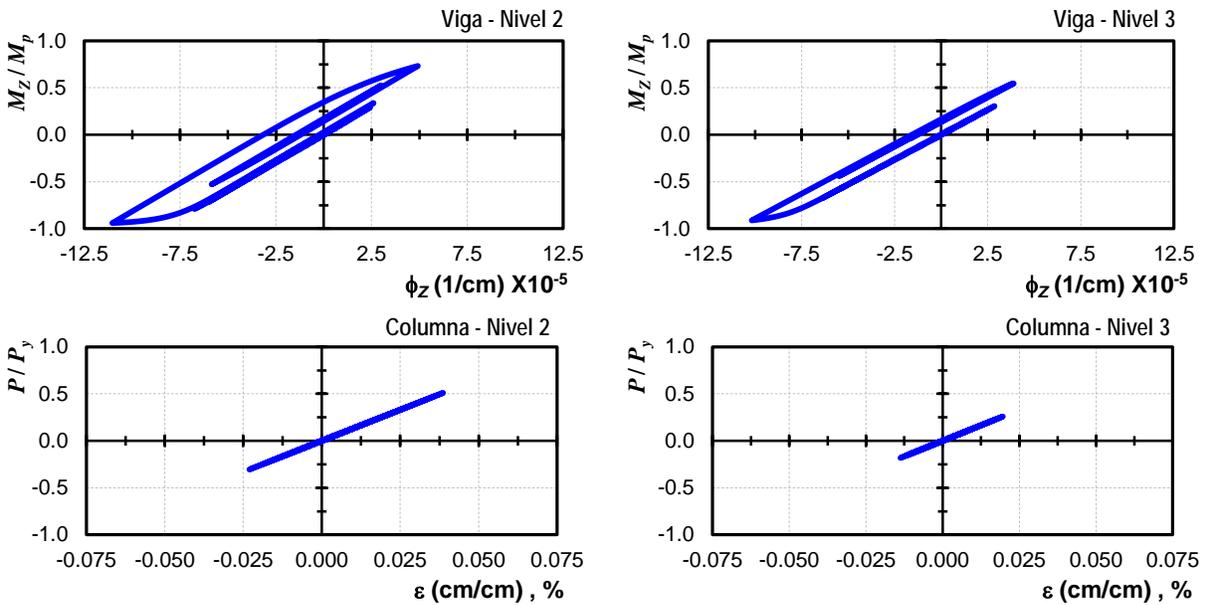


Figura 7.32 – Comportamiento de elementos estructurales del marco momento resistente para el edificio de 6 niveles ante el acelerograma CI058904

En las figuras 7.31 y 7.33 se muestra el comportamiento de los siguientes elementos: a) vigas fuera del enlace, b) contravientos y c) columnas; de los modelos de 6 y 9 respectivamente ante el acelerograma CI058904. El comportamiento de los elementos graficados corresponde a elementos cuya relación de esfuerzo fue la mayor en su etapa de diseño elástico (figuras 6.17 y 6.18) y corresponden al sistema estructural de contraventeo excéntrico. De manera similar, en las figuras 7.32 y 7.34 se muestra el comportamiento para elementos estructurales de marcos momento – resistentes, cuyas relaciones de esfuerzos corresponden a los elementos tipo columnas y vigas que desarrollaron la mayor relación.

En las figuras anteriormente mencionadas, se muestra en el eje de las abscisas para las vigas fuera del enlace y vigas, el momento actuante  $M_Z$  normalizado con el momento por flexión plástico  $M_p$  correspondiente a cada perfil estructural IR, y en el eje de las ordenadas, la curvatura  $\phi$ . Por otra parte, para los contravientos y para las columnas se muestra en el eje de las abscisas, la carga axial actuante  $P$  normalizado con la carga axial de fluencia  $P_y$ , y en el eje de las ordenadas, la deformación  $\varepsilon$ .

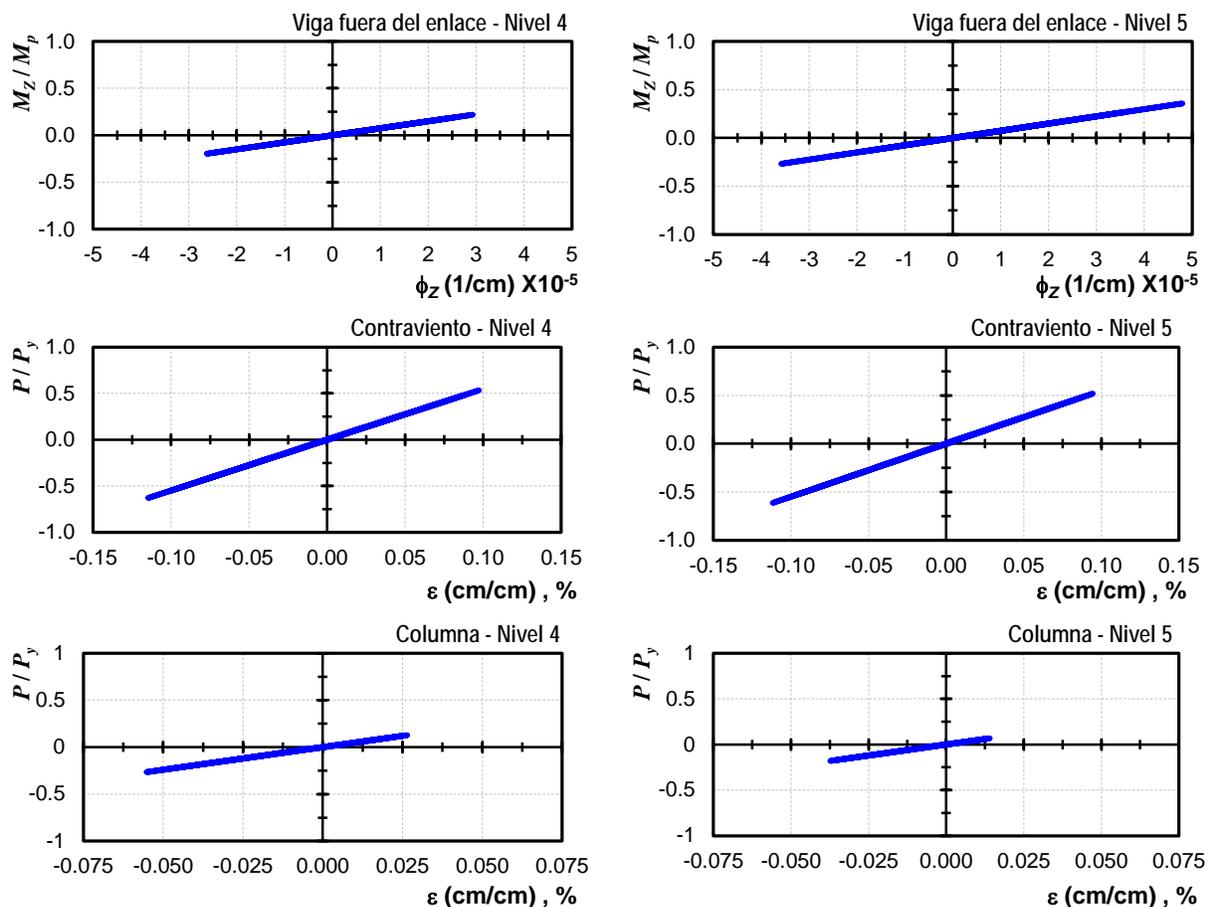


Figura 7.33 – Comportamiento de elementos estructurales del marco contraventeado excéntricamente para el edificio de 9 niveles ante el acelerograma CI058904

Así, en las figuras 7.31 y 7.33, los elementos mostraron un comportamiento completamente elástico, y que conforme a la filosofía de diseño, el daño se concentra en las vigas enlace del sistema, mientras que el resto de los elementos, desarrollaran un

comportamiento elástico. Las vigas enlace de los niveles de estudio, fue donde se desarrolló el mayor daño en el sistema así como la mayor deformación lateral.

En las figuras 7.32 y 7.34 se muestra el comportamiento de las columnas y vigas de los marcos de acero momento – resistentes ante el acelerograma CI058904. Así, las vigas desarrollaron algunas articulaciones plásticas, debido al nivel de deformación que mostraron ambos modelos para la componente de Cibeles. Así, en ambas figuras (7.32 y 7.34), las vigas desarrollaron un comportamiento inelástico, mientras que las columnas tienen un comportamiento elástico.

El comportamiento de estos elementos estructurales, deja en evidencia que para ciertas demandas sísmicas, las vigas de los marcos momento – resistentes que formen parte de una estructura que tenga marcos contraventados excéntricamente, logran desarrollar pequeñas articulaciones plásticas, aunque el daño no es considerable como en las vigas enlace, la demanda sísmica impuesta logra plastificar algunas vigas. Esto da como resultado que, prácticamente los marcos de acero no tienen algún daño severo, debido a que el daño importante se concentra en la viga enlace de los marcos contraventados excéntricamente.

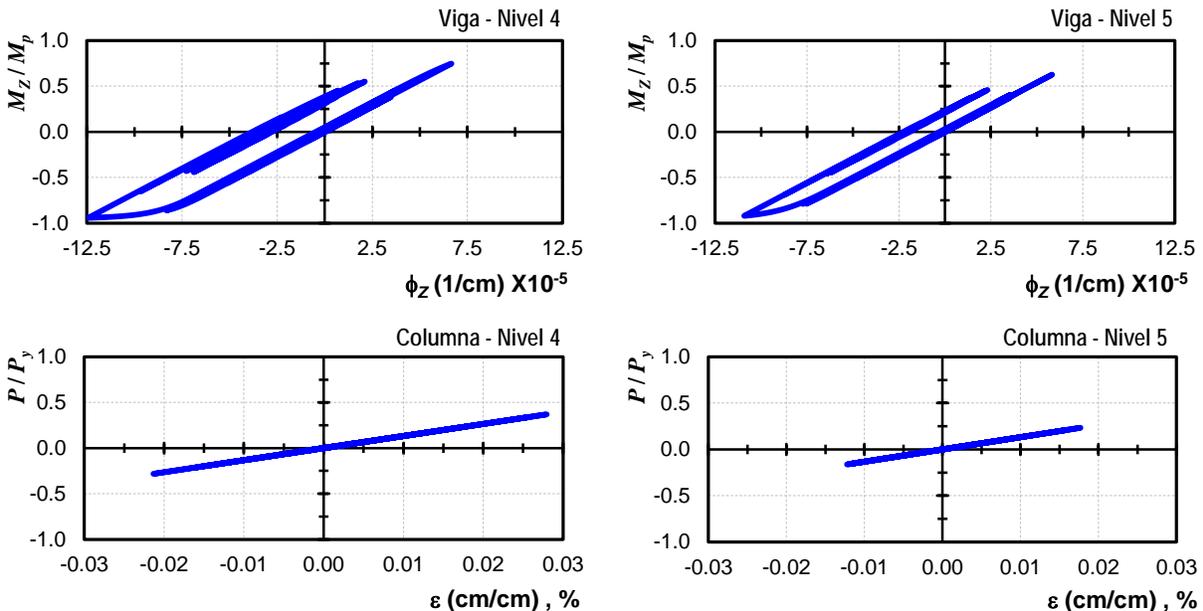


Figura 7.34 – Comportamiento de elementos estructurales del marco momento resistente para el edificio de 9 niveles ante el acelerograma CI058904

## 7.6 Evaluación de los factores de reducción

Conforme al objetivo general de esta investigación, el factor de comportamiento sísmico  $Q$  y el factor de sobrerresistencia  $R$  que deben ser considerados en el diseño sísmico de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero que están establecidos en los reglamentos vigentes en México (NTCS-04 y MOC-08) pretenden predecir el comportamiento inelástico a partir de análisis elásticos.

Con base en lo anterior, a partir de los resultados de los análisis inelásticos de esta investigación, se comparan con las magnitudes de los factores de reducción de la propuesta actual del Apéndice A de las NTCS-04 y con el MOC-08 para marcos dúctiles de acero contraventados excéntricamente.

### 7.6.1 Ductilidades ( $\mu$ )

Con base a las curvas de capacidad de las distorsiones obtenidas en los análisis estáticos no lineales (figuras 7.7 a la 7.9) se obtuvieron las demandas de ductilidad que desarrollaron los modelos. Así, en la figura 7.35 se muestra la ductilidad desarrollada por los entrepisos en el análisis ante carga estática monótona creciente, la ductilidad global que se obtuvo con la distorsión de fluencia y distorsión de colapso de la curva global. Además, la figura incluye el promedio de las ductilidades desarrolladas por entrepiso y el factor de ductilidad que se propuso en el diseño considerando los lineamientos de las NTCS-04. Es importante hacer mención que no se incluyeron los entrepisos que desarrollan un comportamiento prácticamente elástico, dado que tendrían una magnitud de ductilidad de uno.

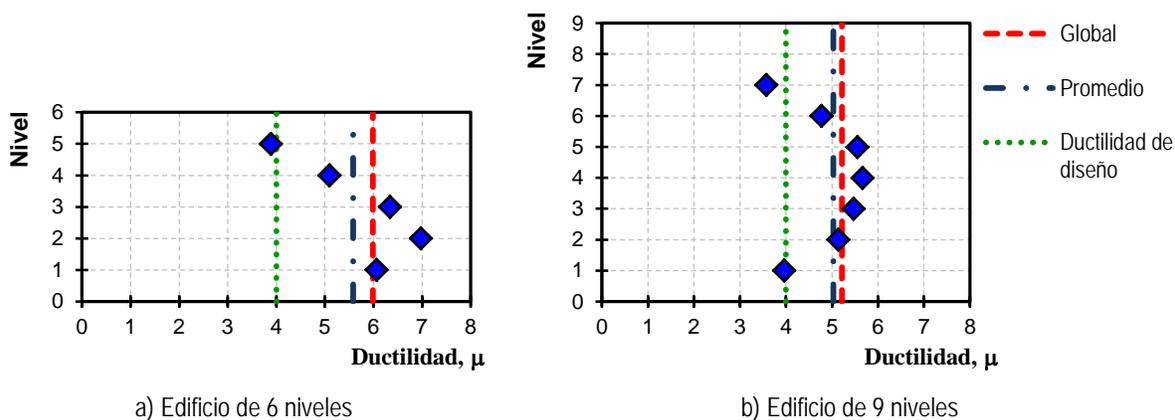


Figura 7.35 – Demandas de ductilidad en los entrepisos, promedios y globales de los edificios de estudio

En relación con la figura 7.35, se nota que los entrepisos que tienen la mayor incursión inelástica están relacionados con las mayores demandas de ductilidad. Igualmente, se aprecia una tendencia entre la ductilidad que pueden desarrollar las estructuras y la altura de los modelos, y que los edificios estudiados en esta investigación son capaces de desarrollar ductilidades mayores a la ductilidad de diseño estipulada en las NTCS-04, lo que concuerda con investigaciones recientes (Tapia y Tena, 2013; Gascón, 2011).

A modo de resumir las magnitudes de ductilidades de los análisis estudiados, en la tabla 7.10 se muestran los resultados de esta investigación. Las ductilidades  $\mu$  desarrolladas por los modelos inelásticos están en función de la altura, ya que se obtuvo que el modelo de 6 niveles desarrollo ductilidades mayores que el modelo de 9 niveles. La ductilidad promedio enunciada en la tabla 7.10 no incluye el primer entrepiso por su condición de apoyo asimismo tampoco se consideran los entrepisos que no desarrollaron un comportamiento inelástico.

Tabla 7.10 – Comparación de las ductilidades en los análisis inelásticos

Modelo	Atura (m)	Factor de comportamiento sísmico, $Q$ (NTCS-04)	Ductilidad global de los análisis estático inelástico, $\mu$	Ductilidad promedio de los análisis estático inelástico, $\mu$
Edificio de 6 pisos	21.70	4.000	5.992	5.186
Edificio de 9 pisos	32.20	4.000	5.224	4.527

### 7.6.2 Sobrerresistencia ( $\Omega$ )

Para determinar las demandas de sobrerresistencia en los análisis dinámicos inelásticos, se determinaron los cocientes entre el cortante máximo de los análisis y el cortante de diseños sísmico para los modelos de estudio. Así, en la figura 7.36a se muestran las magnitudes de sobrerresistencia que desarrollan los edificios de 6 y 9 niveles ante los diez acelerogramas de estudio. Mientras que en la figura 7.36b se muestran la magnitud de la sobrerresistencia obtenida de la curva de capacidad global y el promedio de las sobrerresistencias desarrolladas por los modelos ante los diez acelerogramas de estudio en función del periodo de la estructura. Adicionalmente, se incluyen los criterios propuestos en las NTCS-04 y del MOC-08. Es valioso hacer notar que la magnitud de la sobrerresistencia basada en los resultados de los análisis dinámicos está relacionada con la demanda máxima que resultó de cada análisis, pero que no infiere que sea el cortante máximo que puede soportar la estructura.

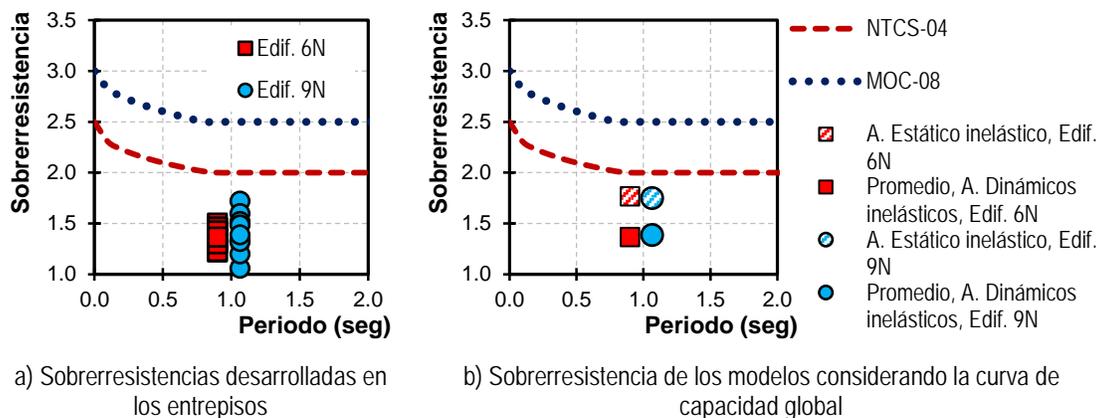


Figura 7.36 – Demandas de sobrerresistencia de los modelos

Estos resultados evidencian que la magnitud propuesta en ambos criterios de diseño no estima adecuadamente la capacidad de edificios estructurados con marcos con contraventeo excéntrico. Así, esta investigación concuerda con otras investigaciones recientes como Gascón (2011) donde obtuvo magnitudes de sobrerresistencia menores de 2.0. De manera similar, en Kuşyılmaz y Topkaya (2013) para un edificio de nueve niveles obtiene magnitudes de sobrerresistencia entre 1.29 y 2.68.

Tabla 7.11 – Comparación de las sobrerresistencias en los análisis inelásticos

Modelo	Atura (m)	Factor de sobrerresistencia, $R$ (NTCS-04)	Sobrerresistencias	
			Análisis estático inelástico, $\Omega$	Análisis dinámicos inelástico, $\Omega_{\text{promedio}}$
Edificio de 6	21.70	2.00	1.766	1.364
Edificio de 9	32.20	2.00	1.748	1.387

A modo de resumir las magnitudes de sobrerresistencia de los análisis inelásticos estudiados, en la tabla 7.11 se enuncian los resultados de esta investigación. Las sobrerresistencias  $\Omega$  desarrolladas por los modelos inelásticos, aparentemente no estaría en función de la altura del sistema como la ductilidad. Sin embargo, investigaciones recientes como Kuşyılmaz y Topkaya (2013) y Prinz (2010) definen la sobrerresistencia estructural de los

edificios en función de la sobrerresistencia de la viga enlace en marcos contraventeados excentricamente racionalmente diseñados.

### 7.7 Comentarios finales de los análisis inelásticos

En este capítulo se realizaron análisis inelásticos ante carga monótonas crecientes y análisis dinámicos inelásticos paso a paso para los modelos de estudio (6 y 9 niveles). Los análisis inelásticos se desarrollaron en el programa de análisis *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) que se discutió detalladamente en los capítulos anteriores. Todos los análisis inelásticos consideran la sobrerresistencia del material a partir de los esfuerzos de fluencia reportados en certificados de laboratorios discutidos en el capítulo 2.

Los análisis inelásticos ante cargas monótonas crecientes fueron evaluados bajo las cargas de un análisis estático conforme a las NTCS-04. La identificación de la distorsión de fluencia se realizó comparando la pendiente elástica con una pendiente tangencial hasta que el cambio de pendiente fuera de más del 5%. En otras palabras, cuando la pendiente elástica tenía un cambio de pendiente del 5% respecto a una pendiente tangencial, se definió que el sistema estructural inicio su incursión inelástica. Los modelos se diseñaron para la máxima ductilidad permitida en el reglamento conforme a lo que se discute en el capítulo 6.

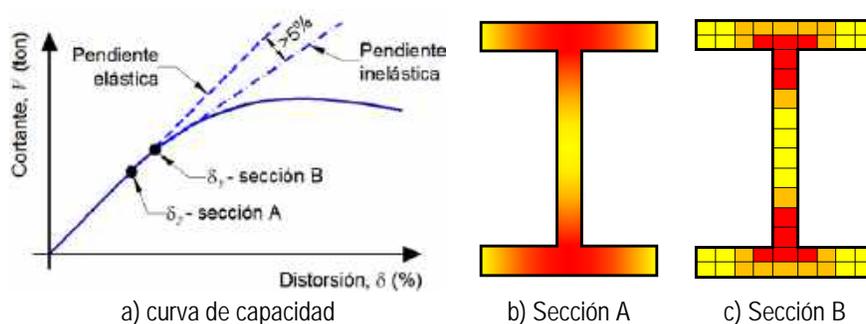


Figura 7.37 – Definición de las pendientes elástica e inelástica

Se determinó que la estructura tiene un comportamiento inelástico cuando su pendiente elástica tiene un cambio de pendiente mayor del 5% con respecto a una pendiente tangencial. Conforme a la figura 7.37a se muestran los puntos de fluencia que se consideran comúnmente en análisis inelásticos: a)  $\delta_y$  – sección A, plastificación del perfil y b)  $\delta_y$  – sección B, plastificación de algunas fibras. Así, en esta investigación, los elementos estructurales de los modelos fueron discretizados con fibras (figura 7.37c) para considerar una distribución de la plasticidad, en función del tipo de elemento viga columna inelástico discutido en el capítulo 4.

En otras palabras, la propuesta de considerar el punto de fluencia donde se desarrolla un cambio de pendiente mayor del 5%, dado a que hay fibras, el punto donde inicia el cambio de pendiente es la plastificación de algunas fibras que no implica a que toda la sección desarrolle plastificación. Así, en las figuras 7.7 a la 7.9 se consideró este cambio de pendiente.

Asimismo, en los análisis estáticos inelásticos los modelos desarrollaron desplazamientos laterales sin llegar al colapso. Teniendo en consideración que esos desplazamientos en estructuras reales difícilmente se desarrollarían, se propuso un criterio para establecer una magnitud máxima real. Así, se estableció un criterio fundamentado con investigaciones experimentales recientes (Okazaki *et al.*, 2004; Dubina *et al.*, 2008; Mansour, 2010; Stratan *et al.*, 2013; Ji *et al.*, 2014; entre otros) donde el ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$  de las vigas enlace

es mayor a 0.08 rad y desarrollaron daños importantes (fractura en el alma, fractura en los patines, etc.).

Con base en lo anterior, se evaluaron los ángulos de rotación plástico de los entrepisos en las vigas enlace para cada modelo, y en el paso del análisis donde se desarrollaba un ángulo de rotación cuya magnitud fuera similar a los ángulos de las pruebas experimentales  $\gamma_p = 0.127$  rad, se seleccionaba como el paso de corte del análisis sistema estructural. De este modo se definió el paso del análisis hasta donde el modelo tenía un comportamiento inelástico y aunque no se presentaba el colapso, las vigas enlace desarrollaron su mayor capacidad de disipación de energía con un daño importante.

Con base en los resultados del estudio, las distorsiones de límite de servicio y el límite de prevención contra colapso coinciden aceptablemente con las magnitudes establecidas en las NTCS-04. Así, el promedio de distorsión de límite de servicio para el modelo de 6 niveles resultó ser de 0.352% mientras que para el modelo de 9 niveles fue de 0.387%. En cuanto a la distorsión contra prevención de colapso, las magnitudes desarrolladas en los modelos fueron de 1.744% y 1.784%. Así, tanto las distorsiones de fluencia como la de colapso son cercanas a las magnitudes estipuladas igual a 0.40% y 2.0% (NTCS-04).

Para los análisis dinámicos inelásticos se emplearon registros de aceleraciones del valle de México. Los registros corresponden a estaciones acelerométricas ubicadas en la zona de transición y de la zona del lago que se escalaron para que correspondieran al peligro sísmico supuesto en la etapa de diseño. A partir de las curvas de capacidad de los análisis dinámicos inelásticos se determinaron las distorsiones de fluencia y la distorsión última. Con base en los resultados, los modelos de 6 y 9 niveles presentaron las primeras fluencias en las vigas enlace a distorsiones promedio de 0.452% y 0.388%, respectivamente; que es bastante aproximada a la distorsión permisible en las NTCS-04. En otras palabras, las distorsiones promedio de los modelos (6 y 9 niveles) se presentaron en un 13% por arriba y en un 3% por debajo, respectivamente. En relación a la distorsión última, los modelos desarrollaron distorsiones muy por debajo al límite establecido por las NTCS-04, cuya magnitud es de 2.0%. Así, el modelo de 6 niveles desarrolló una distorsión máxima promedio de 0.822% mientras que el modelo de 9 niveles desarrolló una distorsión máxima promedio de 0.662% ante los 10 acelerogramas de estudio. Estas distorsiones máximas solo son una referencia de lo que logran desarrollar los modelos, pero no pueden ser comparables con el límite del 2.0% de las NTCS-04 puesto que los modelos no colapsan.

Por otra parte, los modelos tuvieron un comportamiento que concuerda con las premisas de diseño, donde se pretende que la mayor disipación de energía se realice en la viga enlace desarrollando un daño considerable, evitando el colapso general de la estructura. Con respecto a los factores de ductilidad y sobrerresistencia desarrollados en los análisis, los modelos desarrollaron ductilidades mayores a la propuesta por las NTCS-04, donde se nota una dependencia de la capacidad de ductilidad con la altura de los modelos. Mientras que la sobrerresistencia que desarrollaron los modelos es menor a la magnitud establecida en las NTCS-04. En ambos casos, estos resultados concuerdan con los resultados de investigaciones similares a marcos contraventados excentricamente. Como era de esperarse, las vigas enlace de los entrepisos con un mayor trabajo inelástico, desarrollaron una mayor capacidad de cortante así como mayores ángulos de rotación plásticos a los establecidos en los reglamentos internacionales con base en las curvas de histéresis.

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **FINALES**

### **CAPÍTULO 8**

## 8.1 Conclusiones

En el capítulo 1 se estudió el comportamiento de edificios estructurados con base en marcos de acero en sismos recientes para conocer el desempeño de los elementos estructurales ante sollicitaciones sísmicas. Los elementos estructurales de este estudio, principalmente, fueron las vigas enlace para marcos contraventeados excéntricamente y los contravientos para marcos contraventeados concéntricamente, puesto que las vigas enlace y los contravientos conforme a las premisas de diseño, son los elementos estructurales que deberían tener un comportamiento inelástico y mostrar la falla inicial ante la ocurrencia de un sismo de gran intensidad.

Así, con base en los resultados de los estudios de los sismos recientes estudiados en esta investigación para marcos con contravientos excéntricos, la viga enlace cumplió con su objetivo de ser el “fusible estructural” disipando la energía por medio de la fluencia a cortante en las almas de los perfiles de las vigas enlace. Por otra parte, en marcos contraventeados concéntricamente, los contravientos mostraron comportamientos inelásticos al presentar fallas por pandeo local. Además, presentaron problemas derivados por conexiones débiles y pandeo local al ser elementos no compactos, con lo cual se genera otro tipo de fallas en el resto de los elementos estructurales.

Finalmente, en el capítulo 1 se estudiaron diferentes investigaciones analíticas y experimentales para comprender el comportamiento de la viga enlace ante cargas cíclicas y determinar las variables que deben de tomarse en cuenta para el diseño correcto de este elemento estructural. Adicionalmente, se consideraron estudios para comparar las magnitudes de los factores de ductilidad y sobrerresistencia adoptados en los reglamentos mexicanos con las magnitudes obtenidas en estudios recientes.

En el capítulo 2 se presentó un estudio comparativo de las previsiones para el análisis y diseño sísmico de edificios estructurados con marcos de acero excéntrico conforme a los reglamentos del Distrito Federal (NTCEM-04 y NTCS-04), el reglamento europeo (ECO08-05), el reglamento canadiense (CNBC-05), los reglamentos norteamericanos (IBC-12, ASCE 7-10), el reglamentos japonés (AIJ-06), la norma chilena (NCh-03) y la norma neozelandesa (Nzs-04). Así, se centró la atención en los requisitos y tendencia reglamentaria para marcos con ductilidad normal y marcos dúctiles; de manera que se estudiaron los criterios para la determinación de las cargas sísmicas, los estados límites de servicio, premisas solicitadas para la formación de los mecanismos de colapso, factores de reducción por ductilidad y los factores de sobrerresistencia para el diseño de las vigas enlace.

De los reglamentos estudiados, los patrones de fuerzas sísmicas distribuidas para una estructura de acero con marcos contraventeados excéntricamente son muy semejantes, con una tendencia lineal en su altura; sin embargo, algunos reglamentos toman en cuenta un incremento adicional para la fuerza sísmica en el nivel superior de la estructura.

Respecto al diseño conceptual de la viga enlace, el reglamento de Estados Unidos AISC 341-10 estipula las condiciones conceptuales de diseño de la viga enlace, donde el factor de sobrerresistencia del material y un factor de endurecimiento por deformación trascienden en el diseño de este elemento estructural, que es el elemento crítico en el diseño de marcos contraventeados excéntricamente.

Así, diferentes investigaciones analíticas y experimentales han propuesto magnitudes de los factores de sobrerresistencia y endurecimiento por deformación y han servido para ser

adaptados en la normativa vigente (AISC 341-10). El factor de sobrerresistencia del material dependerá de las características propias del material y de los perfiles de estudio. Por ello, se realizó un estudio estadístico con certificados correspondientes al mercado mexicano para determinar las magnitudes del factor de sobrerresistencia en los tipos de acero más utilizados para la construcción de estructuras con base en acero de una empresa mexicana. Con base en los resultados del estudio, para ciertos perfiles estructurales laminados en caliente, la magnitud del factor de sobrerresistencia del AISC 341-10 sobrestima la magnitud del esfuerzo de fluencia de los aceros disponibles en México.

En el capítulo 3 se realizó un estudio sobre el uso y la tendencia constructiva de los perfiles, alturas, número de niveles y ubicación sísmica de edificios contraventeados concéntrica y excéntrica para la zona del valle de México, donde se evaluó la tendencia del uso de perfiles en columnas, trabes y contravientos para la investigación analítica. Conforme al capítulo 3, el uso de sistemas estructurales con contravientos no es exclusivo de una zona sísmica. Sin embargo, la zona del lago de la Ciudad de México es donde más se concentra la construcción de edificios con sistemas que den suficiente resistencia ante demandas sísmicas grandes, así como rigidez lateral. Con base a los resultados del estudio se establecieron los perfiles comúnmente usados en la industria de la construcción en México en la zona del lago y otros parámetros como altura, uso, etc., lo que sirvió para proponer modelos de edificios que serán estudiados en los capítulos 5 y 6.

Con base en los resultados del muestreo realizado en el capítulo 3, el perfil estructural IR (W) es el comúnmente empleado para columnas, vigas, vigas enlace y vigas fuera del enlace mientras que, el perfil de sección cuadrada OR (HSS) se utiliza como contraviento. Asimismo, en los modelos empleados en investigaciones analíticas, los perfiles IR y OR también son los más utilizados para columnas, vigas, vigas enlace y contravientos, respectivamente. En cuanto al número de niveles de edificios contraventeados, el promedio de la investigación de campo fue de 5.24 pisos mientras que para la investigación analítica es de 8.59 pisos.

En el capítulo 4 se desarrolló un estudio paramétrico sobre los aspectos esenciales para el modelado de un marco contraventeado excéntrica. En el estudio se obtuvieron resultados de análisis inelásticos ante carga monótona creciente en el programa *OpenSees* y análisis dinámicos inelásticos paso a paso para estudiar el comportamiento de las vigas enlace. Los elementos estructurales fueron modelados en su sección transversal con fibras.

Así, en el estudio paramétrico se consideraron diferentes variables como la discretización del número de fibras que conforman la sección transversal, la influencia del endurecimiento por deformación, la subdivisión de elementos, deformaciones iniciales y las condiciones de apoyo. Cada variable se estudió con el objetivo de establecer la mejor opción de modelado con el propósito de reducir los tiempos de cómputo que conlleven los análisis y que los resultados representen el menor error posible. Este estudio paramétrico evalúa las variables que posteriormente será implementadas en los modelos de los edificios que se evaluarán en los análisis inelásticos.

Por otra parte, se estudiaron modelos que permitan que el comportamiento de la viga enlace ante cargas cíclicas sea semejante a los resultados de investigaciones experimentales recientes. Conforme a los resultados del capítulo 4, se demostró que los marcos con contravientos excéntricos tienen un comportamiento estable cuando son diseñados racionalmente, donde la viga enlace es el elemento crítico que desarrolla un comportamiento

inelástico, mientras que las vigas fuera del enlace y los contravientos tienen un comportamiento elástico. Finalmente, aunque no es lo deseado, la columna también tuvo un comportamiento inelástico, esto se debió a que los perfiles propuestos fueron tomados de un modelo de un análisis experimental. Sin embargo, el modelo no colapsó una vez que se concluyó el análisis en el tiempo, aunque si desarrolló deformaciones residuales por la fluencia controlada de la viga enlace.

En el capítulo 5, se explicó la metodología conforme al diseño por capacidad de marcos contraventeados excéntricamente. Dicha propuesta es función de la resistencia nominal de la viga enlace, puesto que se consideró que ésta debe desarrollar un comportamiento inelástico, mientras que el resto de los elementos tienen un comportamiento elástico. Así, la viga enlace es el primer elemento que se diseña, posteriormente, las vigas fuera del enlace y los contravientos. Finalmente, se diseñan las columnas y las conexiones en el marco.

El diseño de las vigas fuera del enlace y de los contravientos se verán influenciados por los factores de sobrerresistencia del material y por endurecimiento por deformación de la viga enlace. Por otra parte, el diseño de las columnas toma en cuenta las vigas enlace que se sitúan por arriba de la columna de diseño.

Finalmente, en el diseño por capacidad se reemplaza la carga sísmica normativa por fuerzas sísmicas amplificadas que se determinan con la resistencia ajustada de la viga enlace. En este capítulo, los elementos estructurales fueron diseñados conforme a las NTCEM-04 del RCDF-04, teniendo en cuenta el análisis elástico de segundo orden mediante el procedimiento de amplificación de momentos de primer orden con los factores correspondientes, con el objetivo de incluir los efectos  $P-\Delta$ .

En el capítulo 6 se presentaron los análisis y diseños elásticos de los modelos propuestos para este estudio. El diseño siguió los criterios del diseño por capacidad para un marco contraventeado excéntricamente conforme a lo discutido en el capítulo 5. La cantidad de pisos de los edificios fueron establecidos en función de los resultados de la investigación de campo del capítulo 3, así como los perfiles propuestos para la etapa de diseño corresponden a los reportados en el muestreo discutido en el capítulo 3. Así, se propusieron dos modelos de 6 y 9 niveles con una altura de 4.20 metros para el primer nivel y para los niveles restantes, una altura de 3.50 metros. En cuanto a los perfiles, se propusieron para las vigas enlace, vigas fuera del enlace y columnas, secciones IR (W) y para los contravientos perfiles en sección cajón OR (HSS).

Los modelos fueron diseñados para cumplir las distorsiones permitidas en la reglamentación vigente para el Distrito Federal (NTCS-04) cuya magnitud para marcos de acero contraventeados excéntricamente es igual a 2.0% en la revisión del estado límite de colapso y se limitó al ángulo de rotación plástico de las vigas enlace, conforme al AISC 341-10, cuya magnitud límite es de 0.08 rad. Adicionalmente, se tomaron en cuenta las consideraciones para marcos de acero dúctiles que se establecen en las NTCEM-04. Los modelos se diseñaron para soportar las demandas máximas en un diseño sísmico conforme a las NTCS-04 situados en la zona del lago de la Ciudad de México. Se utilizó el factor de comportamiento máximo permitido en las NTCS-04 para el sistema estructural de estudio, cuya magnitud es igual a  $Q=4$ .

Para los prediseños de los elementos estructurales se tomaron en cuenta las consideraciones fundamentales para el diseño del sistema estructural de estudio. Es decir, una vez prediseñada la viga enlace, se fueron prediseñando el resto de los elementos estructurales.

Así, conforme a la metodología propuesta para el diseño por capacidad, donde se pretende que los modelos desarrollen su capacidad en función de la resistencia nominal de la viga enlace, los niveles inferiores son las que muestran una capacidad más grande cercana al límite. A primera vista el resto de los elementos también están muy cerca del límite de su relación de esfuerzos; sin embargo, las cargas de diseño de estos elementos están amplificadas por la sobrerresistencia del material de las vigas enlace, para que estos elementos no presenten ningún daño ante sollicitaciones sísmicas intensas.

En los diseños elásticos de los modelos de 6 y 9 niveles, se tomaron en cuenta las consideraciones generales de diseño por estabilidad: los efectos de segundo orden, las imperfecciones geométricas del modelo conforme a la normativa vigente (IMCA, 2014) y las reducciones debidas a la inelasticidad del material.

Por último, en el capítulo 7 se realizaron los análisis estáticos no lineales para ambos modelos de estudio. Los análisis inelásticos ante cargas estáticas monótonas crecientes se desarrollaron en el programa *OpenSees*. El patrón lateral de cargas corresponde a una distribución lineal conforme al Apéndice A de las NTCS-04 para simular el primer modo fundamental de las estructuras. Así, los análisis fueron controlados por desplazamientos con el objetivo de encontrar de forma más precisa las pendientes de rigidez elásticas e inelásticas en las curvas de capacidad de los análisis estáticos inelásticos.

Por otra parte, se desarrollaron análisis dinámicos inelásticos ante diez acelerogramas reales tomados de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, estos registros acelerográficos corresponden a estaciones acelerográficas ubicadas en la zona del valle del Distrito Federal. Seis estaciones se sitúan en la zona del lago o suelos blandos mientras que, las cuatro estaciones restantes se ubican en la zona de transición conforme a la zonificación para fines de diseño sísmico, pero en todos los casos, los acelerogramas corresponden al peligro sísmico supuesto en la etapa de diseño. De manera análoga, estos análisis también se desarrollaron en el programa *OpenSees*.

Con respecto a los resultados de los análisis inelásticos ante cargas estáticas monotónicas crecientes desarrollaron ductilidades mayores a lo permitido por los reglamentos mexicanos  $Q= 4.0$  (NTCS-04 y MOC-08), mientras que, la sobrerresistencia desarrollada por ambos modelos resultaron menores a las magnitudes de los reglamentos mexicanos,  $R= 2.0$ .

Conforme a los resultados de los análisis dinámicos inelásticos ante los 10 acelerogramas, los modelos desarrollaron curvas de histéresis con una configuración típica en estructuras modeladas con fibras. Cabe señalar que, tanto el modelo de 6 y 9 niveles no colapsaron ante las demandas sísmicas impuestas ante los registros. Sin embargo, ante los análisis realizados, los modelos fueron lo suficientemente excitados tal que desarrollaron deformaciones residuales lo que conlleva a una degradación de la rigidez elástica.

En los modelos de estudio, los niveles superiores permanecieron elásticos, lo que conlleva la premisa que la disipación de la energía no es uniforme con respecto a la altura de los modelos. La mayor respuesta inelástica ocurre en los entrepisos intermedios.

Con respecto al ángulo de rotación plástico, en ambos análisis inelásticos se obtuvieron magnitudes mayores al límite conforme al AISC 341-10, que evidencia que marcos dúctiles contraventeados excentricamente son capaces de desarrollar rotaciones mayores a las que establecen los reglamentos.

Con base en los resultados, el mecanismo de colapso corresponde al supuesto en la etapa de diseño donde, las vigas enlace son los elementos que desarrollan un mayor comportamiento inelástico, mientras que el resto de los elementos tuvieron poco o nulo daño. Esto concuerda con la filosofía de diseño, donde la viga enlace debe ser el “fusible” estructural en un marco contraventeado excentricamente.

## 8.2 Recomendaciones

La viga enlace o eslabón es el elemento de protección en un marco contraventeado excentricamente, cuyo objetivo es proteger la estabilidad del sistema ante incrementos de carga, por medio de la fluencia controlada por cortante y/o flexión. El ingeniero estructural controlará el mecanismo de falla de la viga enlace mediante su longitud  $e$ . Con base en los resultados de esta investigación y de investigaciones recientes, se recomienda emplear longitudes menores a  $e > 1.6M_p/V_p$ , o de manera más práctica  $e/L_{crujía} \leq 0.20$  cuando la viga enlace se ubique en la parte central del claro (entre dos contravientos). Con ambas relaciones el comportamiento de la viga enlace será dominado por la fluencia por cortante, mediante ciclos histeréticos estables ante cargas cíclicas. Muchos diseñadores inician los diseños de la viga usando una longitud igual a  $e = 1.3 \cdot M_p/V_p$ .

Existen diversas configuraciones de contravientos excéntricos (central, extremo, perpendicular, etc.) que conforme a la filosofía de diseño este segmento desarrollará un comportamiento inelástico. Así, la viga enlace conceptualizada como “fusible estructural”, deberá estar ubicada en los marcos o crujías que no representen un problema de estabilidad cuando se requiera reemplazar el segmento de viga enlace.

En el diseño por capacidad de marcos contraventeados excéntricamente, los elementos estructurales como la viga fuera del enlace, contravientos, columnas y conexiones se ven amplificadas por factores de sobrerresistencia del material  $R_y$  y endurecimiento por deformación  $\Omega_{ED}$ . La magnitud del factor de sobrerresistencia del material es función de la diferencia que hay entre los esfuerzos teóricos y los esfuerzos que realmente alcanzan los aceros ( $R_y$  para esfuerzos de fluencia y  $R_t$  para esfuerzos últimos), y estas magnitudes están publicadas en el AISC 341-10 que corresponden a los perfiles del mercado de Estados Unidos. Sin embargo, con base en este estudio dichas magnitudes no son forzosamente aplicables a las disponibles en el mercado mexicano. Con base en los resultados del estudio estadístico de esta investigación, las magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  resultan diferentes a las magnitudes establecidas en el AISC 341-10, por lo tanto el diseño por capacidad de un marco contraventeado excentricamente quede sobrediseñado. En la tabla 8.1 se enuncian las magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  del estudio estadístico.

Conforme a la filosofía de diseño de los marcos contraventeados excéntricamente, los elementos estructurales como conexiones, columnas, contravientos y vigas fuera del enlace deben permanecer elásticos, mientras que la viga enlace deber fluir. Así, en un diseño por capacidad todos los elementos dependen de la resistencia nominal a cortante de la viga enlace  $V_n$ . Por lo tanto, no se recomienda que existan dos o más crujías contraventeadas excéntricamente continuas (en el mismo sentido o perpendicular), ya que la o las columnas que tengan vigas enlace adyacentes se axializarán por el efecto del reemplazo de la carga sísmica por la sumatoria de las vigas enlace que se ubiquen por arriba de la columna de diseño.

Tabla 8.1 — Magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  de acuerdo con el AISC 341-10 y la propuesta de este estudio

Aplicación	AISC 341-10		Estudio en el mercado mexicano					
			Nivel de confianza 100%		Criterio de Chauvenet		Nivel de confianza 98%	
	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$
Perfiles laminados en caliente								
ASTM A36	1.50	1.20	<b>1.32</b>	<b>1.15</b>	<b>1.31</b>	<b>1.16</b>	<b>1.33</b>	<b>1.17</b>
ASTM A529 Grado 50	1.20	1.20	<b>1.08</b>	<b>1.16</b>	<b>1.09</b>	<b>1.17</b>	<b>1.09</b>	<b>1.17</b>
ASTM A500 Grado B o C	1.40	1.30	<b>1.13</b>	<b>1.11</b>	<b>1.12</b>	<b>1.11</b>	<b>1.12</b>	<b>1.11</b>
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.10	<b>1.01</b>	<b>1.08</b>	<b>1.12</b>	<b>1.12</b>	<b>1.12</b>	<b>1.12</b>
Placas de acero								
ASTM A36	1.30	1.20	<b>1.10</b>	<b>1.13</b>	<b>1.11</b>	<b>1.14</b>	<b>1.11</b>	<b>1.14</b>
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.20	<b>1.08</b>	<b>1.11</b>	<b>1.08</b>	<b>1.11</b>	<b>1.08</b>	<b>1.12</b>

El promedio de las distorsiones de entrepiso de los diez acelerogramas considerados en los análisis dinámicos para la revisión del estado límite de servicio resultó ser igual a  $\delta_y=0.452\%$  y  $\delta_y=0.388\%$  para el modelo de 6 y 9 pisos respectivamente, que en ambos casos son bastante aproximada a la distorsión normativa igual a  $\delta_y=0.40\%$ , por lo que no se propone hacer ningún ajuste. Mediante los análisis dinámicos no fue posible estimar la eficacia del límite normativo de las distorsiones de entrepiso del estado límite de seguridad contra colapso, puesto que los acelerogramas no provocaron colapso. El promedio de las distorsiones máximas que se desarrollaron fue igual a 1.744 % y 1.784 %, por lo que la tendencia de estas magnitudes parece ser congruente con el límite del reglamento. En ambos promedios de distorsiones no se consideró ni el primer entrepiso por su condición de apoyo ni los entrepisos que no fluyeron.

Los modelos de esta investigación fueron capaces de desarrollar ductilidades iguales a  $\mu=5.992$  (edificio de 6 niveles) y  $\mu=5.224$  (edificio de 9 niveles), que son mayores a las propuestas en la versión vigente de las Normas Técnicas Complementarias. Estos resultados tienen congruencia con otras investigaciones que señalan que estructuras de acero diseñadas racionalmente pueden ser más dúctiles a lo presupuesto en el proceso de diseño. Sin embargo, estos resultados que están basados únicamente en dos modelos, no podrían representar el sustento suficiente para modificar las NTCS-04, por lo que se recomienda realizar más estudios. Adicionalmente, se notó una dependencia entre la altura de los modelos y la ductilidad que desarrollaron.

La sobrerresistencia que desarrollaron los modelos fueron igual a  $\Omega=1.766$  y  $\Omega=1.748$ , para el modelo de 6 y 9 pisos, respectivamente. Las magnitudes son menores a la propuesta de los reglamentos mexicanos especializados  $R=2.0$  (NTCS-04 y MOC-08). Estas sobrerresistencias se calcularon con la demanda máxima que desarrollaron los modelos ante los acelerogramas, los cuales no provocaron colapso. Por lo anterior, la magnitud máxima involucrada no está relacionada con la capacidad total de la estructura. Se recomienda hacer análisis adicionales de elementos, marcos y edificios para hacer una propuesta que estime adecuadamente la capacidad inelástica de estos sistemas estructurales.

El diseño elástico de las vigas enlace limita que el ángulo de rotación plástico no sea mayor a  $\gamma_p=0.08$  rad, sin embargo, esta investigación así como investigaciones analíticas (Koboevic y Olivia, 2010; Rozon *et al.*, 2008; Richards y Uang, 2003) y experimentales recientes (Stratan *et al.*, 2013; Mansour, 2010; Dubina *et al.*, 2008) y Okazaki *et al.*, 2004) desarrollaron magnitudes superiores al límite establecido por el AISC 314 - 10. Los resultados de este estudio indican que la magnitud de la rotación se supera en la mayoría de los entrepisos,

hasta una magnitud máxima igual a  $\gamma_p = 0.18$  rad en los pisos intermedios del modelo de 9 pisos. En todos los casos, las vigas enlaces se diseñaron en la etapa elástica para satisfacer el límite impuesto y el hecho que estos elementos sean capaces de desarrollar una rotación mayor sin sufrir colapso debe interpretarse como una contribución adicional a la estabilidad del sistema. Se recomienda hacer una mayor cantidad de estudios para establecer una rotación que se aproxime el comportamiento inelástico desde la etapa de diseño.

Ahora, para el diseño de las vigas fuera del enlace y de las columnas, el AISC 341-10 permite hacer un ajuste que considera que no todas las vigas enlace desarrollaran su sobrerresistencia por endurecimiento por deformación y por sobrerresistencia del material.

En el diseño por capacidad por carga axial de diseño de las columnas  $P_{Col}$  a partir de la máxima capacidad en cortante de las vigas enlace  $\Sigma V_n$  resultaría en un diseño muy conservador, puesto que sería complicado que las vigas enlace fluyeran al mismo tiempo. Por esta razón, el AISC 341-10 sugiere considerar un porcentaje de la carga resistente aplicando el factor  $\alpha = 0.88$  como se indica en la ecuación 8.1. Donde  $\Omega_{ED}$  es el factor de endurecimiento por deformación igual a  $\Omega_{ED} = 1.25$  y  $R_y$  es el factor de sobrerresistencia del material igual a  $R_y = 1.10$  conforme al AISC 341-10 (1.12 para este estudio).

$$P_{Col} = P_{grav} + \alpha \Omega_{ED} R_y \Sigma V_n \quad \text{Ecuación 8.1}$$

Con base en los resultados de este estudio, se demostró que este criterio es congruente para los primeros dos pisos, pero sobrestima la carga axial máxima obtenida en los análisis dinámicos no lineales. Por esta razón, se propone usar la ecuación 8.2 considerando un factor de corrección para la obtención de la carga axial de diseño de las columnas localizadas en los pisos superiores al segundo nivel.

$$P_{Col} = P_{grav} + \eta_i R_y \Sigma V_n \quad \text{Ecuación 8.2}$$

donde  $\eta_i = [1 - (n_i/N)^{1.20}] / (\sin \beta_i)^{2/3}$ ,  $N$  es el número total de entrepisos,  $n_i$  es el número del entrepiso y finalmente  $\beta_i$  es el ángulo de inclinación del contraviento.

### 8.3 Recomendaciones reglamentarias

Esta investigación estuvo encaminada a estudiar la respuesta inelástica de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo excéntrico; sin embargo, durante el proceso de investigación, se fueron desarrollando diferentes actividades que, dan una referencia valiosa de la respuesta sísmica a este tipo de estructuras.

#### 8.3.1 Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones que incluye sismo

Se solicita aumentar el esfuerzo de fluencia esperado  $F_{ye} = f_y \cdot R_y$ , por un factor que toma en cuenta la sobrerresistencia del material  $R_y$  conforme a los tipos de aceros.

En el apartado 5.8.2 de las NTCEM-04, textualmente dice:

Para perfiles laminados y barras,  $R_y$  se toma igual a 1.5 para acero NMX-B-254 (ASTM A36), y a 1.3 para acero NMX-B-284 con  $F_y = 290$  MPa (2 950 kg/cm<sup>2</sup>) (ASTM A572 Grado 42); para perfiles laminados y barras de otros aceros, como ASTM A992 y NMX-B-284 con  $F_y = 345$  MPa (3 515 kg/cm<sup>2</sup>) (A572 Grado 50), y para placas, se toma

igual a 1.1. Pueden usarse otros valores de  $R_y$  si  $F_y$  se determina por medio de ensayos hechos de acuerdo con los requisitos del tipo de acero especificado.

Propuesta:

Para perfiles laminados y barras,  $R_y$  se toma igual a 1.33 para acero NMX-B-254 (ASTM A36), y a 1.30 para acero NMX-B-284 con  $F_y = 290$  MPa (2 950 kg/cm<sup>2</sup>) (ASTM A572 Grado 42); para placas de acero,  $R_y$  se toma igual a 1.11 para acero NMX-B-254 (ASTM A36); para perfiles laminados y barras de acero ASTM A992 y NMX-B-284 con  $F_y = 345$  MPa (3 515 kg/cm<sup>2</sup>) (A572 Grado 50), se toma igual a 1.12, y para placas se toma igual a 1.08. Pueden usarse otros valores de  $R_y$  si  $F_y$  se determina por medio de ensayos hechos de acuerdo con los requisitos del tipo de acero especificado.

### 8.3.2 Relación entre los momentos en vigas y columnas

Se solicita que en los nodos de marcos contraventeados excéntricamente, la resistencia de las columnas sea mayor que la resistencia de las trabes.

En el apartado 5.8.10 de las NTCEM-04, textualmente dice:

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0$$

Propuesta:

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > \alpha$$

donde  $\alpha = 1.20$  para marcos dúctiles con contraventeos excéntricos.

### 8.3.3 Requisitos para el diseño de marcos dúctiles con contraventeos excéntricos

Se solicitan los requisitos para diseñar marcos bajo este sistema estructural para ser adaptados en el apartado 6.2.5 de las NTCEM-05.

#### 8.3.3.1 Longitud de la viga enlace o eslabón de cortante

Se solicita la longitud mínima del eslabón de cortante para que el diseño sea controlado por fluencia de cortante.

Propuesta:

La longitud del eslabón de cortante será menor o igual a 0.20 de la longitud de la longitud de la crujía cuando sea un sistema con dos diagonales unidas a la parte central de la viga, dejando entre ellas, una distancia pequeña.

$$e_{cortante} \leq 0.20 \cdot L_{crujía}$$

### 8.3.3.2 Ángulo de inclinación de los contravientos

Se solicita el ángulo de inclinación de los contravientos con el propósito de hacer más efectivo el trabajo de los contravientos y evitar problemas en las conexiones.

Propuesta:

El ángulo de inclinación de los contravientos deberá ser mayor de  $35^\circ$  pero menor de  $60^\circ$ .

$$35^\circ \leq \beta_{ctv} \leq 60^\circ$$

### 8.3.3.3 Ángulo de rotación del eslabón de cortante

Se solicita el ángulo de rotación del enlace para diseñar marcos contraventeados excentricamente

Propuesta:

El ángulo de rotación del eslabón de cortante no deberá de exceder las siguientes magnitudes:

- Para eslabones de cortante con longitud  $e_{cortante} \leq 1.6 \cdot M_p / V_p$ : 0.09 rad
- Para eslabones de cortante con longitud  $e_{cortante} \leq 2.6 \cdot M_p / V_p$ : 0.02 rad
- Para eslabones de cortante con longitud  $1.6 \cdot M_p / V_p \leq e_{cortante} \leq 2.6 \cdot M_p / V_p$ : deberá de interpolarse linealmente mediante la ecuación:

$$\gamma_p = 0.202 - 0.07 \cdot (V_p \cdot e_{cortante} / M_p)$$

donde:

$M_p$  es el momento plástico resistente

$V_p$  es el cortante plástico resistente

### 8.3.3.4 Carga de diseño última para columnas

Se solicita la carga de diseño última que es función de la resistencia nominal de las vigas enlace que actúen por arriba de la columna de diseño.

Propuesta:

La carga de diseño última se calcula con las siguientes expresiones:

$$P_U = P_{gravitacional} + \eta_i R_y \Sigma V_n$$

$$\eta_i = [1 - (n_i / N)^{1.20}] / (\sin \beta_{ctv})^{2/3}$$

donde,

$\eta_i$ = constante de corrección por entrepiso

$N$ = número total de entrepisos

$n_i$ = número del entrepiso

$\beta_{ctv}$ = ángulo de inclinación del contraviento

### 8.3.3.5 Diagrama de análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles con contravientos excéntricos

Se solicita el procedimiento para realizar el análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles de acero contraventeados excentricamente.

Propuesta:

Para el análisis y diseño por capacidad de marcos dúctiles con contravientos excéntricos, se utilizará el procedimiento de la figura 8.1 conforme a la configuración geométrica de los contravientos, es decir, para cuando la viga enlace o eslabón de cortante se conecte a un extremo de la viga que une a la columna del marco o para sistemas con diagonales en V o en V invertida, dejando la viga enlace en la parte central de la viga.

La longitud de la viga enlace y el ángulo de rotación plástico dependerá del mecanismo de fluencia del elemento, es decir, si la viga enlace fue diseñada para fluir por cortante o por flexión, aunque en ocasiones podrá ser la combinación de ambas.

## 8.4 Investigaciones futuras

En esta investigación se estudiaron edificios regulares estructurados con base en marcos dúctiles de acero con contravientos excéntricos con diagonales en V invertida, donde las dos diagonales se unen en la parte central de la viga, dejando la viga enlace o eslabón de cortante en la parte central de la crujía del marco. Adicionalmente se estudiaron varios parámetros como la sobrerresistencia que aporta el material, el ángulo de rotación inelástico mediante investigaciones experimentales, así como el comportamiento de marcos contraventeados excentricamente en investigaciones analíticas recientes.

Sin embargo, el autor reconoce que aún falta mucho por investigar en este tipo de sistema estructural, que conforme a la investigación de campo, es un sistema utilizado en marcos de acero en la Ciudad de México. No obstante, los resultados de los modelos de esta investigación permite tener un conocimiento más a fondo del comportamiento de este sistema estructural y que cumple con la premisa de diseño de que la viga enlace será el elemento estructural donde se concentra el mayor daño ante demandas sísmicas impuestas.

Así, queda pendiente evaluar los siguientes aspectos:

- Estudiar modelos irregulares cuya configuración desarrolle excentricidades geométricas, así como cambios de rigidez y torsión.
- Reducir o aumentar el número de crujías contraventeadas excentricamente en función de la proporción  $e/L$ .
- Evaluar la dependencia de la ductilidad, así como el comportamiento de las vigas enlace en modelos de menor y mayor número de niveles considerados en este estudio.
- Considerar el efecto de interacción suelo – estructura (ISE) para evaluar la importancia de la redistribución de cargas y la posible disipación del daño en la viga enlace.
- Realizar pruebas experimentales en vigas enlace para determinar el ángulo de rotación inelásticos con perfiles del mercado mexicano.

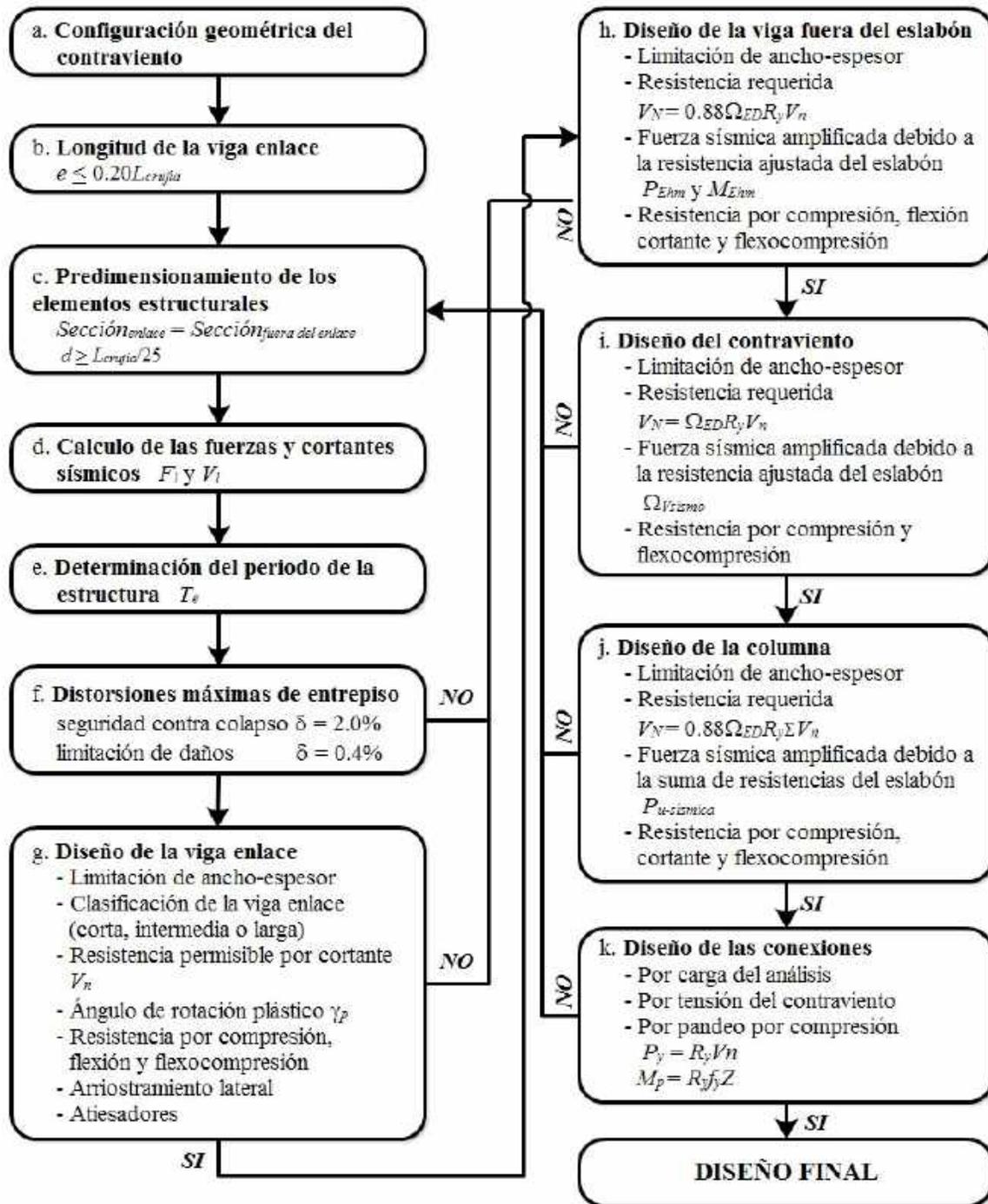


Figura 8.1 – Diagrama de análisis y diseño por capacidad de marcos de acero dúctiles con contravientos excéntricos

- f. Estudiar marcos con una longitud de viga enlace desarrolle fluencia por flexión, es decir, vigas enlace cortas cuya longitud sea menor o igual a  $e_{cortante} \leq 2.6 M_p/V_p$ .
- g. Evaluar la efectividad de la predicción de la carga axial en columnas de la ecuación 8.2 en modelos de otros edificios en análisis inelásticos.

- h. Evaluar si en la viga fuera del enlace, la propuesta para estimar la demanda de diseño por cortante del inciso h de la figura 8.1 es una buena aproximación de la demanda por cortante que resiste la viga en análisis inelásticos.
- i. Efectuar Análisis Dinámicos Incrementales (Incremental Dynamic Analyses) hasta ocasionar el colapso con el propósito de estimar la sobrerresistencia de los modelos estudiados en esta investigación.
- j. Aumentar el número de certificados de calidad de perfiles y placas de acero del mercado mexicano para estimar con mayor precisión los factores de sobrerresistencia del material aplicables a México.

# REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

## CAPITULO 9

## 9 Referencias y bibliografía

1. AIJ-06 (2006), “Recommendations for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads”, *AIJ Architectural Institute of Japan*. Japan.
2. AISC (2012), “Seismic design manual”, *American Institute of Steel Construction*, 2nd. Edition. Chicago, IL.
3. AISC 341-10 (2010), “Seismic provisions for structural steel buildings”, *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
4. AISC 360-10 (2010), “Specification for structural steel buildings”, *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
5. ASCE 7-10 (2010), “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, *American Society of Civil Engineers and Structural Engineering Institute*, Reston, VA.
6. ATC-63 (2008), “Quantification of Building System Performance Factors”, *Applied Technology Council*, Redwood City, CA.
7. Atlas Nacional de Riesgos, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) <http://www.atlasnacionalderiesgos.gob.mx/>
8. Bartlett, F. M., Dexter, R. J., Graeser, M. D., Jelinek, J. J., Schmidt, B. J. y Galambos, T. V. (2003), “Updating standard shape material properties database for design and reliability”, *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction*, 40(1), 2-14.
9. Base Mexicana de datos de sismos fuertes (2000), *Comité de la Base Nacional de datos de sismos fuertes*, Volumen 2, CD-ROM.
10. Becker, R. y Ishler, M. (1996), “Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames”, based on the 1994 UBC, *Structural Steel Educational Council, Technical Information and Product Service*, Steel Tips.
11. Benjamin, J. R., y Cornell, C. A. (1970), “Probability statistics and decisions for civil engineers”, editorial McGraw-Hill, Nueva York, EEUU.
12. Bentley (2008), Staad Pro V8i. Research Engineers, International Headquarters. <http://www.bentley.com>
13. Bruneau, M., Uang, C. M. y Whittaker, A. (1998), "Ductile Design of Steel Structures", editorial McGraw-Hill.
14. CSI (2013), ETABS 2013 Nonlinear, Integrated Building Design Software, Computer and Structures, Inc. <http://www.csiberkeley.com>
15. CSA-06 (2005), “CSA-S16S1-05 Supplement No. 1 to CAN/CSA-S16-01 Limit States Design of Steel Structures”. *Canadian Standard Association*, Toronto, ON.
16. CSSC (2011), “Curso de seguridad sísmica de las construcciones”, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, 1a edición, pag.219-240, octubre. ISBN: 978-607-95575-1-5
17. Cházaro, C. (2014), comunicación personal.
18. Cházaro, C. y Álvarez, O. (2014), “Elección del tipo de acero para estructuras”, *Guía El acero hoy*, Ed. Gerdau Corsa. México. [www.gerdaucorsa.com.mx/art\\_tecnicos.html](http://www.gerdaucorsa.com.mx/art_tecnicos.html)
19. Chen, L. y Tirca, L. (2013), “Simulating the seismic response of concentrically braced frames using physical theory brace models”, *Open Journal of Civil Engineering*, Scientific Research.
20. Clifton, C., Bruneau, M., MacRae, G., Leon, R. y Fussell, A. (2011), “Steel structures damage from the christchurch earthquake series of 2010 and 2011”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 44, no. 4, december 2011.

21. CNBC-05 (2005), “National Building Code – Canada 2005”. Volume 1. *Canadian Committee of Building Codes and Fire Prevention*. National Council Research, 12th. Ed. Ottawa, ON
22. Dalton, S. (2013), “Eccentrically braced steel frames as a seismic force resisting system”, *Tesis de Maestría*, Departamento de Ingeniería – Arquitectura, Colegio de Ingeniería, Universidad de Kansas.
23. Denavit, D. M. y Hajjar, F. J. (2013) “Description of geometric nonlinearity for beam-column analysis in OpenSees”, *Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental*, Universidad Northeastern, Reporte No. NEU-CEE-2013-02
24. Dubina, D., Stratan, A. y Dinu, F. (2008), “Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1703–1720, DOI: 10.1002/eqe.828
25. EC008-05 (2005), EuroCode – 8, “Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”. *European Committee for standardization*. Brussels, March.
26. EERI (2014), Earthquake Engineering Research Institute, <https://www.eeri.org/>
27. Engelhardt, M. y Popov, E. (1992), “Experimental performance of long link in eccentrically braced frames”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 11, November
28. Fazard, N. y Shi, Z. (2001), “Seismic design of steel structure”, *The seismic design handbook*, Chapter 9, Second edition, Springer US.
29. FEMA-356 (2000), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building”, *Federal Emergency Management Agency*, Washintong, D.C.
30. Filiatrault, A., Uang, C., Folz, B., Christopoulos, C. y Gatto, K. (2001), “Reconnaissance report of the february 28, 2001 Nisqually (Seattle – Olympia) earthquake”, *Department of Structural Engineering, University of California*, San Diego, La Jolla, California 92093-0085.
31. Filippou, F. (2001), FedeasLab, Finite Elements in Design, Evaluation and Analysis of Structures. University of California, Berkeley, California, CA.
32. García, F. (2014) comunicación personal.
33. García, J. S. y Tapia, E. (2014), “Observaciones sobre el diseño de la viga enlace en marcos de acero con contraventeo excéntrico”, *Memorias, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
34. Gascón, A. (2011), “Comportamiento de edificios de acero con marcos contraventeados excéntricamente”, *Tesis de Maestría*, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Posgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
35. Gleize, J. y Koboevic, S. (2014), “Study of global seismic response of eccentrically braced frames with long links”, *Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Dynamics*, EUROLYN
36. Godínez, E. (2005), “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en el Distrito Federal. El caso específico del sismo del 19 de septiembre de 1985”, *Tesis de Maestría*, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Posgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
37. Goel, R. K. y Chopra, A. K. (1997), “Period formulas for moment resisting frame buildings”, *Journal of Structure Engineering*, ASCE, 123(11) p.p.1454-1461.

38. Gutiérrez, I. y Tapia, E. (2014), “Influencia de los modos superiores en la respuesta inelástica de edificios estructurados con marcos dúctiles de acero”, *Memorias, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco. Noviembre.
39. Hamid, S. (2011), “Ductility and ultimate strength of eccentric braced frame”, *International Conference on Advanced Materials Engineering, IPCSIT*, Vol.15, pp. 68-74.
40. Hjelmstad, K. D. y Popov, E. P. (1984), “Characteristics of eccentrically braced frame”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110, pp. 340-353.
41. IMCA (2014), “Manual de Construcción en Acero”, *Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA)*, 5a. Edición, Ed. Limusa. México.
42. Izvernari, C. (2007), “The seismic behavior of steel braces with large sections”, *Tesis de maestría*, Departamento de Ingeniería Civil, Geología y Minería, École Polytechnique de Montréal, Canadá.
43. Ji, X., Ma, Q., Wang, Y. y Okazaki, T. (2014), “Cyclic behavior of steel shear links used in replaceable coupling beams”, *Memorias, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI*, Anchore, Alaska, July.
44. Jirsa, J. (2006), “Challenges in seismic rehabilitation of structures”, *Earthquake Engineering, Challenges and Trend*, Instituto de Ingeniería, UNAM, September, ISBN: 970-32-3699-5
45. Kasai, K. y Popov, E. (1986), “Cyclic web buckling control for shear link beams”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 112, pp. 505-523.
46. Köber, H. y Dima, S. (2004), "The Behavior of Eccentrically Braced Frames with Short Links" *International Colloquium Dedicated to the 70th Anniversary of Professor Victor Gioncu - Timișoara*, Romania
47. Koboevic, S., Rozon, J. y Tremblay, R. (2008), “Relationship between global and local indicators of the performance of eccentrically braced frames under seismic loads”, *International Workshop on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA*, p.p. 367-373.
48. Koboevic, S. y Olivia, D. S. (2010), “Design and seismic behavior of taller eccentrically braced frames”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 37, pp 195-208, DOI 10.1139/L09-131
49. Kuşyılmaz, A. y Topkaya, C. (2013), “Design Overstrength of Steel Eccentrically Braced Frames”, *International Journal of Steel Structure*, Vol 13, No 3, pp. 529-545, DOI 10.1007/s13296-013-3012-3.
50. Lacerte, M. y Tremblay, R. (2006), “Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistory split-X concentrically braced steel frames”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, pp. 1005-1021.
51. Lignos, D. (2014), “Modeling Steel Moment Resisting Frames with OpenSees”, *Seminario de OpenSees*, Presentación, <http://opensees.berkeley.edu/>.
52. Mansour, N., Shen, Y., Christopoulos, C. y Tremblay, R. (2008), “Experimental evaluation of nonlinear replaceable links in eccentrically braced frames and moment resisting frames”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China. Octubre.
53. Mansour, N. (2010), “Development of the design of eccentrically braced frames with replaceable shear links”, *Tesis Doctoral*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Toronto

54. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. y Fenves, G. (2006), “Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual”, Report NEES grid-TR 2004-21. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California. Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu>.
55. Meli, R. (2001), “Diseño estructural”, editorial Limusa, segunda edición, ISBN 968-18-1671-4, México.
56. Mena, U. (2014), comunicación personal.
57. MOC-08 (2008), “Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo”, *Instituto de Investigaciones Eléctricas*. Comisión Federal de Electricidad
58. Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., Adams, J. y DeVal, R. (2010), “Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 37, pp 1157-1170, DOI 10.1139/L10-054
59. Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M. y Anderson, D. (2003), “Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 30, pp. 308-327.
60. Mohebkhah, A. y Chegeni, B. (2014), “Overstrength and rotation capacity for EBF links made of European IPE sections”, *Thin-Walled structures*, Vol. 74, pp 255-260
61. NCh-03 (2003), “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh 2369, *Instituto Nacional de Normalización*, Santiago de Chile.
62. NISEE (2104), National Information Service for Earthquake Engineering, <http://nisee2.berkeley.edu/>
63. NTCA-04 (2004), “Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II, octubre. México.
64. NTCC-04 (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo I, octubre. México.
65. NTCCM-04 (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II, octubre. México.
66. NTCEM-04 (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo I, octubre. México.
67. NTCS-04 (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décimo cuarta época, tomo II, octubre. México.
68. NZS 1170.5:2004 (2004), “Structural Design Actions Part 5 – Earthquake Actions”, *Committee draft DR PPCD 8*, Standards Australia/Standards New Zealand, Wellington
69. Okazaki, T., Arce, G. Ryu, H.-C. y Engelhardt, M. (2004), “Recent research on link performance in steel eccentrically braced frames”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B. C., Canada.
70. Okazaki, T., Engelhardt, M., Drolías, A., Schell, E., Hong, J. K. y Uang, C. M. (2009), “Experimental investigation of link-to-column connections in eccentrically braced frames”, *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 65 pp. 1401 – 1412

71. Perea, T. (2014). “Apuntes de las materias de Estructuras de Acero I y II, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana – Unidad Azcapotzalco.
72. Pérez, L. E. (2015), comunicación personal.
73. Popov, E. P., Kasai, K. y Engelhardt, M. D. (1986), “Advances in design of eccentrically braced frames”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20, No.1, pp. 22-29.
74. Popov, E. y Engelhardt, M. (1988), “Seismic eccentrically braced frames”, *Journal of Constructional Steel Research*; Vol.10, pp321–354.
75. Popov, E., Engelhardt, M. y Ricles, J. M. (1989), “Eccentrically braced frames: U.S. Practice,” *Engineering Journal, Second Quarter, AISC*, pp. 66-80.
76. Prinz, G. (2010), “Using buckling-restrained braces in eccentric configurations”, *Tesis Doctoral*, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad Brigham Young
77. Richards, P. y Uang, C. M. (2004), “Development of testing protocol for links in eccentrically braced frames”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Agosto.
78. Richards, P. y Uang, C. M. (2003), “Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames”, *Departamento de Ingeniería Estructural, Universidad de California, San Diego*, Reporte final elaborado para el subcomite del AISC.
79. Rossi, P. P. y Lombardo, A. (2007) “Influence of the link overstrength factor on the seismic behavior of eccentrically braced frames”, *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 63 pp. 1529 – 1545.
80. Rozon, J., Kovoebic, S. y Tremblay, R. (2008), "Study of global behavior of eccentrically braced frames in response to seismic loads", *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China. Octubre.
81. Stratan, A., Dubina, D. y Ioan, A. (2013), “Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links”, *Earthquake Engineering Research Infrastructures, Series Concluding Workshop Joint with US-NEES*.
82. RCDF-04 (2004), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF)”. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décima cuarta época, enero. México.
83. Taylor, J. (2007), “An introduction to error analysis”, 2 edition, University Science Books. Web Site.
84. Scott, M. (2011), “Numerical integration options for the forced-based beam-column element in OpenSees”, <http://opensees.berkeley.edu/>
85. Servicio Sismológico Nacional (SSN), <http://www.ssn.unam.mx/>
86. Soto, H. y Engelhardt, M. D. (2005), “Diseño de conexiones de acero estructural, Teoría, comportamiento y diseño”, Vol.1
87. Tada, M., Fukui, T., Nakashima, M. y Roeder, C. (2003), “Comparison of strength capacity for steel building structures in the United States and Japan”, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology.*, Vol. 4. No.1. pp. 37-49. Septiembre
88. Tapia, E. (2014), “Apuntes de la materia de Taller de Análisis Estructural II, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana – Unidad Azcapotzalco.

89. Tapia, E. y Tena, A. (2001), “Comparación de los efectos observados en estructuras con marcos de acero durante los sismos de México (1985), Northridge (1994) y Kobe (1995) y su impacto en las normas de diseño para estructuras metálicas del RCDF-2001”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, noviembre.
90. Tapia, E. y Tena, A. (2010), “Observaciones sobre criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de acero”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, pp. 157-180 Vol. 15, 2. Quito, Ecuador. ISSN 1390-0315.
91. Tapia, E. y Tena, A. (2011), “Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 84, pp. 47-68. ISSN 0185-092X.
92. Tapia, E. y Tena, A. (2013a), “Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 2: Evaluación de la metodología”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 88, pp. 69-90. ISSN 0185-092X.
93. Tapia, E. y Tena, A. (2013), “Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 1: Recomendaciones de diseño”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 88, pp. 43-68. ISSN 0185-092X.
94. Tena, A. (2014), “Apuntes de la materia de Diseño Sismorresistente, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana – Unidad Azcapotzalco.
95. Tena, A. y Cortes, J. A. (2013), “La redundancia estructural y su impacto en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto”, *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Memorias.
96. Terán, A. (2013), “El análisis no lineal de edificios como herramienta para fomentar el avance de la ingeniería sísmica mexicana”, *14° Seminario técnico internacional de MIDAS IT, Diseño y análisis de puentes*, IPN-ESIA, Presentación.
97. Terán, A. (2014), “Uso del análisis no lineal como herramienta para enriquecer la práctica de la ingeniería sísmica en México”, *XIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Presentación.
98. Terzic, V. (2013), “Modeling SCB frame using beam-columns elements”, *Seminario de OpenSees*, Presentación, <http://opensees.berkeley.edu/>
99. Tremblay, R., Timler, P., Bruneau, M. and Filiatraul, A. (1995) “Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.22, pp. 338-360. 10.1139/195-046.
100. Uang, C., Tsai, K. y Bruneau, M. (2000) “Seismic Design of Steel Bridges” *Bridge Engineering Handbook*, editorial Wai-Fah Chen and Lian Duan, Boca Raton: CRC Press.
101. UBC 97 (1997), Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1997. Vol. 2.
102. Uriz, P., Filippou, F. y Mahin, S. (2008), “Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 4, pp. 619-628.
103. USGS (2014), U.S. Geological Survey Home Page, <http://earthquake.usgs.gov/>.